



土木研究所資料 第768号

第11回

土木研究所研究発表会資料

昭和47年7月21日

建設省土木研究所

目 次

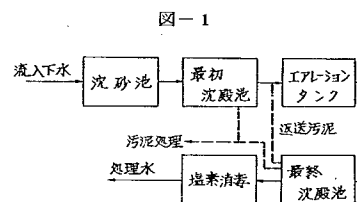
		ページ
1. エアレーションタンクの酸素移動に関する実験	下水道研究室 及川直也	1
2. 跳水式減勢工のエンドシルの高さ	篠崎試験所 田村正秀 川口信幸	7
3. 千葉県下の崖崩れ災害地の地盤調査結果	急傾斜地崩壊 研 究 室 服部泰英	15
4. コンクリートの凍結融解試験実施に関して生ずる2,3の問題点.....	コンクリート 研 究 室 小野金造	23
5. トンネル覆工の耐荷力試験	トンネル研究室 石橋正穂 平江 哲	29
6. 交通事故にどう対処するかーその要因の分析とアプローチー...	交通安全研究室 木倉正美	37
7. 盛土の締固めと圧縮沈下	施 工 研 究 室 田中俊彦	43
8. 吊橋主塔の極限耐荷力	橋 梁 研 究 室 国広哲男 藤原 稔 井刈治久	51

1. エアレーションタンクの酸素移動に関する実験

下水道研究室 及 川 直 也

1 はじめに

都市およびその周辺地区からの下水、工場排水、雨水などを排除したりえ無害なものとして河川、海域などの公共用水域に放流させ、水質汚濁防止に寄与する使命を持つものが下水道である。下水、工場排水などは下水管きよを通つて終末の下水処理場に流下するが、この下水処理場の一般的なフローシートは、図-1に示すとおり



である。この図は現在最も大きく利用されている活性汚泥法の例であり、処理水中のBODを20mg/ℓSSで30mg/ℓ以下にまですることが期待できる。

エアレーションタンクはこの活性汚泥法プロセスにおいて最も重要な役割を果たすものであるが、その機構の細部については不明な点も多く、設計上あるいは既存施設の操作を非効率なもの、不経済なものとしている場合が多い。エアレーションタンクに課せられた役割は、タンク内を好氣的に保ち、好気性微生物による酸化を十分に行なわせること、活性汚泥と流入下水を十分に混合させて、活性汚泥による吸着作用を促進させること、同時に活性汚泥の浮遊状態を維持し、タンク内での沈降をおこさせないようにすることなどである。タンクの操作は、吹込空気量の制御によつて行なわれる。この空気量については経験的な値（下水水量に対して3～7倍）が与えられているが、この範囲でどのような値をとるべきかという点は明確でなく、個々の下水処理場で種々な値がとられているのが現状である。したがつて空気量と酸素供給効率、空気量とタンク内の流動状態との関係を十分に知つておくことが、エアレーションタンクを効率的、経済的に操作する上で重要なものとなる。

活性汚泥法は、活性汚泥と下水の混合液に酸素を供給することが基本であるが、活性汚泥の酸素消費を考えない場合、水-空気界面における酸素移動速度は次式で表わされる。

$$\frac{dc}{dt} = KLa(Cs - C) \dots\dots\dots(1)$$

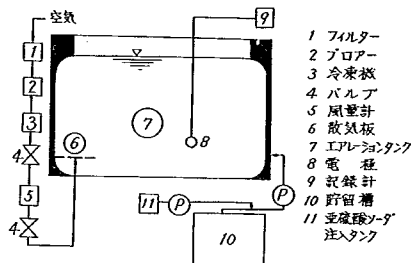
dc/dt : 溶存酸素の時間的变化 KLa : 総括酸素移動係数
 Cs : 飽和溶存酸素濃度 C : 溶存酸素濃度

エアレーションタンクにおける酸素移動率は(1)式中の KLa で代表できる。散気式エアレーションの場合水中への酸素移動は、気泡の発生、水中での気泡の上昇、水表面での気泡の破裂、という過程で進行し、その他にタンク表面からの再ばつ気によつても行なわれるが、 KLa はこれらを総括した酸素移動率である。今回の実験は、フルスケールタンクを用いて、旋回流型散気式エアレーションを行なつた場合の KLa および、酸素移動の効率に影響する因子、とくに気泡の径、気泡の上昇速度などが、散気式の通気率、散気板の面積比、あるいは空気吹込量によつてどのように変化するのかについて考察を行なつたものである。

2 実験装置

実験用エアレーションタンクは有効幅員 5.6 m, 水深 3.5 m (散気板上水深 3.0 m) 奥行 2.0 m (図-2) であり, 散気装置としては散気板を用いた。散気板は 1~3 列まで設置でき, 散気板-水面積比は, 5~15% となる。なおこの装置の大きさおよび散気板の配置法は, 実際処理場のそれとほぼ同じものである。

図-2



3 実験方法

3-1 実験条件

散気板列数 1 列 (5%), 2 列 (10%), 3 列 (15%)

散気板の通気率別種類 (公称通気率 $\text{cc}/\text{mm}/\text{cm}^2$) 300, 600, 1200, 1800, 2400, 3000

空気量 ($\ell/\text{min}/\text{m}^2$) 9, 18, 27, 35, ... 空気倍率 3~8 倍に対応

3-2 気泡径の測定—散気板上水深, 10 cm, 12.5 cm, 22.5 cm の各位置について, 300 mm 望遠レンズ付のカメラによつて撮影した。

3-3 気泡上昇速度の測定—気泡測定位置と同位置について, 16 mm 撮影機をセットし, 各位置に設置した目盛板上を上昇する気泡を撮影し, モーションアナライザーによつて, 目盛板とコマ速度から移動速度を求めた。

3-4 タンク内流速の測定—電界式微流速計 (測定範囲 $3 \text{ cm}/\text{sec} \sim 80 \text{ cm}/\text{sec}$) を用い, タンク水面付近および底面付近の比較的流速の早いと思われる部分については 20 cm 間隔, 他の部分については 40 cm 間隔, さらにタンク断面方向には 1 m 間隔で 1 ヶ所について 5 回以上の測定を行なつた。

3-5 総括酸素移動係数 (KL_a) の測定

水道水をあらかじめ貯留槽に貯めた後, 実験用エアレーションタンクに移動させる際に, 触媒としての塩化コバルトと脱酸素剤としての亜硫酸ソーダ溶液を加えて, 水中の溶存酸素を零としたのち所定の空気量でエアレーションを行なう方法をとつた。

溶存酸素の測定は溶存酸素計を用いた。総括酸素移動係数は, 溶存酸素の時間的変化を記録用紙より読みとり, (1) 式より解いて得られる (2) 式により算出し, (3) 式により温度補正を行なつた。

$$KL_a(t) = 2.303 \frac{1}{t_2 - t_1} \log_{10} \frac{C_s - C_1}{C_s - C_0} \quad \text{.....(2)}$$

$$KL_a(20) = KL_a(t) / 1.024^{(T-20)} \quad \text{.....(3)}$$

ここに,

C_s : タンク内の飽和溶存酸素濃度 t_1, t_2 : 時刻

C_1 : 時刻 t_1 における溶存酸素濃度 C_2 : 時刻 t_2 における溶存酸素濃度

$KL_a(t)$: $T^\circ\text{C}$ における総括酸素移動係数 $KL_a(20)$: 20°C における総括酸素移動係数

4 実験結果

4-1 気泡体積と気泡径

写真撮影した気泡はその形状から回転楕円体とみなすことができたので、ノギスによつて長径、短径を測定して楕円の体積を計算し、さらに同体積の球相当径に換算した。図-3は水深による変化を散気板通気率600, 空気量18ℓの場合を1例として図示した。また、散気板通気率による変化を図-4に示した。当然のことながら気泡は水圧の関係から水深によつて異なり、また散気板の通気率が大きくなるにしたがつて気泡径に大きなバラツキがみられることがわかる。このように気泡径は、散気板の種類、測定的位置によつて異なるので、水深の異なる値を加え合わせ、これの荷重平均を求めてこれを代表径とした、このようにして求めた気泡径と空気量との関係を図-5に示す。図にみられるように両者はこの範囲では直線関係とみなせるので、 $d=aG^n$

(d : 気泡径 cm , G : 空気量 $\ell/min/m^2$)

の関係にあるとして各散気板ごとに係数 a , n を求めた。

通気率	a	n	通気率	a	n
300	3.01	0.159	1800	3.81	0.092
600	2.67	0.195	2400	4.57	0.081
1200	3.29	0.121	3000	6.20	-0.002

表-1

ここで空気量 G の指数を比較してみると通気率が大きくなると、空気量による気泡径の増加の割合が減少していく。また通気率が3000になると、 n は負となり、他の場合とは異なり空気量の増加とともに気泡は破壊されて小さくなっていくことを示している。図-5および係数 n 値から当然のことではあるが、通気率が小さいほど気泡径は小さく、たとえば通気率600と3000を比較してみると空気量10ℓの場合で気泡径はそれぞれ3.7mmと6.1mmであり相当の差が生じていることがわかる。なお表面積の比としては、4:1の割り合いとなる。

気泡体積と頻度分布

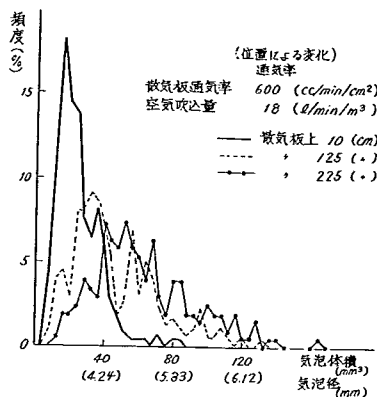


図-4 気泡体積の頻度分布
(通気率による変化)

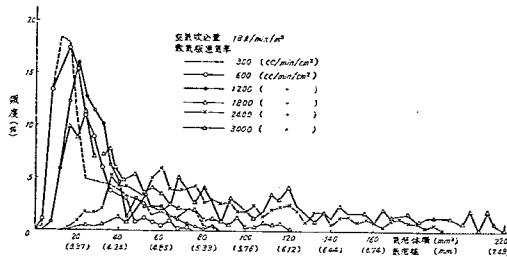
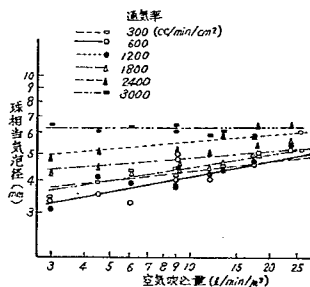


図-5 空気吹込量と気泡径



4-2 気泡上昇速度と気泡相対速度

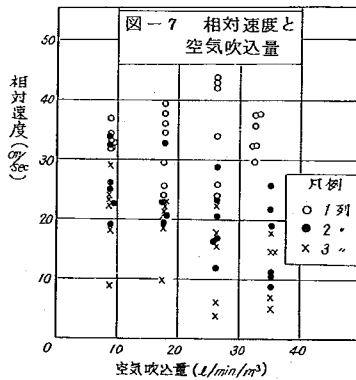
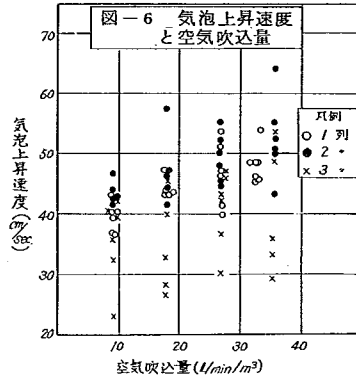
図-6 は気泡上昇速度と空気量との関係を各列ごとに図示したものである。気泡の上昇速度は散気板の列数にかかわらず空気量が増加するにしたがつて大きくなる傾向がみられる。散気板の列数によつて差はあるが、上昇速度は $20 \sim 60 \text{ cm/sec}$ の範囲であり、接触時間としては $1.5 \sim 5$ 秒であろうと推定される。ここで得たものは見かけの上昇速度すなわち、見かけの接触時間であるが、水と気泡の接触態は気泡が水中を動く速度に関係するため、次のような相対速度を考えた。

相対速度 = 気泡の上昇速度 - 水の垂直流速…(3)
このようにして求めた相対速度と空気量の関係を図-7 に示す。相対速度は(3)式で算出するものであるため誤差が生じ易いものである。相対速度は見かけとは逆に空気量が増加すれば小さくなる傾向にある。これは空気量を増加させた場合、水の上昇速度に比較して浮力による気泡の上昇速度の増加の割合が少なく、気泡がスリッピングを起しているためではないかと考えられる。また相対速度の散気板列数ごとの変化は、気泡上昇速度に比し大きく、散気板の列数が大きくなると遅くなる傾向を示している。これは同一空気量であれば散気板1列当りの空気量は、1列では3列の3倍となるため、気泡径が大きくなり、浮力に差が生ずることが原因であろう。ここで注目されるのは1列と2列とでは気泡の上昇速度がほぼ同じであるのに、相対速度に相当の差が生じていることである。

これは、1列の場合には、水中での真の移動上昇速度が大きいということであり、酸素移動が、気-液界面での接触の強さに影響されることを考えれば、以下にのべるように1列の場合の KLa が、2列に比較して接触面積が小さいにもかかわらず大きくなっていることとあわせて、酸素移動の効率に与える影響は相当大きいのではないかと考えられる。

4-3 総括酸素移動係数 (KLa)

総括酸素移動係数 KLa と空気量の関係を図-8 に示す。図にみられるように同一散気板列数では散気板通気率の小さいほど KLa は大きく、通気率 300 と 3000 とでは約2倍の差が生じている。これは気泡径の項でのべたように、通気率が小さいほど気泡径も小さくなり、接触面積が大きくなつてい



ることによるものであろう。しかしながら通気率の小さい300と600とではその差は顕著でなく、気泡の微細化による $KL a$ の増加には限界があるのではないかと考えられる。また、下水処理場においては通気率の小さな散気板は閉塞を起しやすいという問題点もある。

図-9は散気板の列数と $KL a$ との関係を示したものである。散気板の列数をいかにとるかにについては、旋回流の発生に関係するが、これまでの経験から通常の場合、1~4列程度の配置が行なわれている。 $KL a$ に与える影響因子としては気泡径と上昇速度について検討したわけであるが本実験の範囲では、散気板の列数が大きくなれば気泡径は小さくなりプラス側で働き、相対速度が小さくなるためマイナスの要因となる。このどちらが大きき作用するかが問題となるが、この結果からは1列の方が酸素移動効率がよくなる傾向を示した。これは前述したように相対速度が大ききことによる影響が作用しているものと考えられる。これらについては、他の因子の影響と併せてさらに検討する必要がある。

なお、図-8、図-9から、空気量との関係を次式によつて求めた。 $KL a = C Q^m \dots \dots (4)$
 C, m 値を一括して表-2に示す。

	1 列		2 列		3 列	
	C	m	C	m	C	m
300	0.0531	1.472	0.276	0.812	0.0889	1.124
600	0.133	1.155	0.0556	1.27	0.0771	1.195
1200	0.0476	1.381	0.0823	1.08	0.0721	1.194
1800	0.0474	1.399	0.0537	1.19	0.0548	1.210
2400	0.0411	1.353	0.0533	1.19	0.0396	1.275
3000	0.0227	1.478	0.0520	1.16	0.0426	1.229

表-2

5 まとめ

散気板を用いた旋回流式の実物大エアレーションタンクについて、空気量と気泡径、気泡上昇速度、散気板列数、 $KL a$ などについて検討した。今後はさらに他の散気装置を用いた場合についての検討を行なっていく必要があるが、今回行なつた実験をま

図-8 $KL a$ と空気吹込量

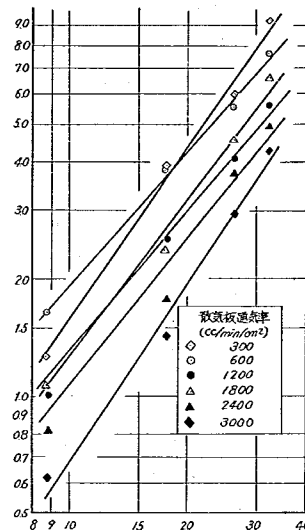
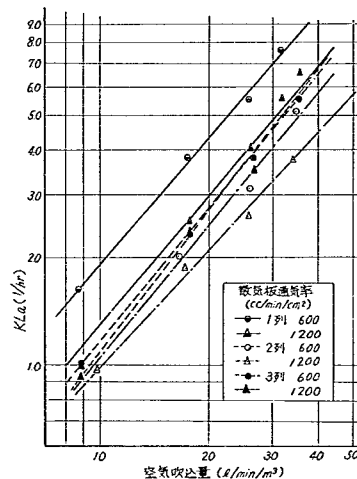


図-9 散気板面積比による $KL a$



とめると次のとおりである。

- 本実験において求めた気泡径は散気板上水深の上中下3点について測定したものを平均した値である。図-4からも明らかにように気泡径は散気板の通気率が大きくなるにしたがつてその値にバラツキが大きくなる。

- 空気量に対する気泡径の変化は極く僅かであり、通気率300, 600を除いて

はほぼ一定とみても差支えない程度である。求めた気泡径は表-3に示したよう

に、過去の測定者によつて求められたものより、かなり大きなものとなつている。これは、過去の測定者がいずれも水深の浅い装置を用いて行なつており、実際池大の水深を有する本実験で求めたものと値が異なるのは当然のことと思われる。

- 気泡の上昇速度は、空気量を増加させれば明らかに大きくなること。1列と2列とでは、ほとんどその大きさに差はなく、3列の場合の1.5倍程度である。

- 本実験の範囲では、空気量と $KL a$ との間には、 $KL a = CG^m$ の関係にあり、空気量を増加させれば $KL a$ は大きくなり、散気板の通気率が小さいものの方が $KL a$ は大きくなつた。これらについては、気泡径、上昇速度、相対速度などをとりあげて検討した。

本実験を行なうにあたり、御指導、御協力をいただいた当研究室、水質研究室の関係各位に厚く感謝の意を表わす。

事項 通気率	過去の調査			今回の実験結果	
	実験者	水深 (cm)	平均 気泡径 (mm)	水深 (cm)	平均 気泡径 (mm)
600	Pasveer	20	2.4	300	3.30~5.23
1200	Beck	45	1.92~2.01	#	3.08~5.37
	King	90	2.03~2.49		
1800	King	90	2.19~2.46	#	4.19~5.49
2400	King	90	2.54~3.96	#	4.74~6.38

表-3

2. 跳水式減勢工のエンドシルの高さ

篠崎試験所 田村正秀
○川口信幸

はじめに

重力ダムにおける減勢工としては、垂直なエンドシルを用いた跳水式減勢工が多く採用されている。垂直エンドシルの水利機能は、或る対象流量（減勢工設計対象流量）以下の流量は完全減勢し、それ以上の流量については、不完全減勢となつてもダムおよび下流の諸構造物に対して安全に放流できるところにある。このエンドシルによる跳水式減勢は、エンドシル高および減勢池の長さに支配されるが、とくにエンドシル高が跳水状態を決定する因子となる。エンドシル高については、従来より多くの人によつて研究され、算定式が提案されているが、それらの式の構成および仮定は様々で画一的に評価することは困難である。

本文は、それら式の構成と仮定を明確にし、その算定式と従来よりおもに篠崎試験所でおこなつてきたダムの水利模型実験結果とを比較検証するものである。

1. エンドシル高の算定式

エンドシル高の算定にあつて、従来より、大別してつぎにのべる2つの考えかたがおこなわれてきた。I. 減勢池の長さを跳水長により相当短かくして、エンドシルに作用する水压を考える方式で、解析は、運動量によつておこなわれる。II. 減勢池の長さを跳水長の80%程度以上にとつてエンドシルは跳水下流水深の確保をおこなうためのものとする方式であつて、エンドシルの越流水深を問題にする。解析はエネルギーによつて行なわれる。

エンドシル高の代表的な算定式をとり上げ、その式の構成、仮定および特色についてのべると次の通りである。

(i) Doeringsfeld & Barker の式¹⁾

$$\frac{(\sqrt{1+8F^2}-1-2\frac{d}{h_1})^3}{(\sqrt{1+8F^2}-1+2\frac{d}{h_1})} = \frac{64F^2}{3(\sqrt{1+8F^2}-1)} \dots\dots\dots(1)$$

この式はDorningsfeldらの広頂ぜきの実験結果を利用して導びかれたものであつて、つぎの仮定にもとづいている。つまり図-1において、

i) 断面I, II, およびIIIについて、運動量が連続している。(流体の連続は、もちろんなりたつてゐる。以下の式において、これは当然のことであるので省略する。)

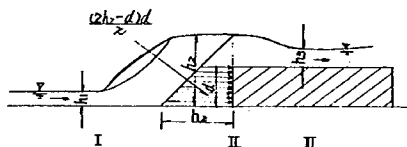


図-1

は図-2のようになる。

図-2を用いて、必要なエンドシルを算定する手順は、つぎのようになる。

①減勢池に対する要請から、 h_1 、 h_2 および F が与えられる。② F が定まると、図-2のような、 ϕ_1 のグラフがえられる。③与えられた h_2/h_1 に対応する ϕ_1 上の点 P が定まる。④ P と原点を結ぶ直線が ϕ_2 となる。⑤その ϕ_2 より P_x が求められる。⑥ P_x なる水圧を作用するようなエンドシルが必要である。図-2より明らかなように、 $h_2/h_1 = (\sqrt{1+8F^2}-1)/2$ を境に P_x は正または負となる。 $P_x > 0$ はエンドシル等の障害物に対応し、 $P_x < 0$ は段落等に対応すると考えられる。この式を適用するとき一番問題となることは、 P_x とエンドシル高をどのように関連づけるか、ということである。

ii) 抗力係数 $C_D = (D / (\frac{1}{2} \rho v d))$ を導入し、また、シル付近の流速 v を、($v = v_1 / k$, (K :定数))として表わす。

この式は、誘導方法は最もオーソドックスであるが、 C_D と K の見積りに難点がある。なお、図-2からわかるように、 ϕ は、一般に3つの根を持つが、射流解および負の解は意味がなく、最大な解のみが物理的に可能となる。また、 ϕ の重根、つまり ϕ_1 と ϕ_2 が接するときには限界水深の解となつてこれも意味がない。

以上のべた(1)、(2)および(3)式は、さきにのべた分類のIに属するものである。

(4) 岩崎の式⁴⁾

$$\frac{d}{h_1} = \frac{(1+2F^2) \sqrt{1+8F^2-5F^2-1}}{1+4F^2-\sqrt{1+8F^2}} - \frac{3}{2} F^{\frac{2}{3}} \dots\dots\dots(4)$$

この式は次のことを仮定している。

i) 断面I-IIについて、運動量は連続している。

ii) 断面II-IIIにおいて、エネルギーは連続している。(断面IIIは刃形ぜきの上流端をいう)。

$$\frac{v_2^2}{2g} + h_2 = \frac{v_3^2}{2g} + h_3 + d$$

iii) 断面IIIにおいて、限界水深となる。 $h_3 = F^{\frac{2}{3}} h_1$ この式は刃形ぜきであつて、断面II-IIIにおいて、エネルギー損失のない場合に適用できる。

(5) 土研の式(川村、藤本他)⁵⁾

$$\frac{d}{h_1} = \frac{(1+2F^2) \sqrt{1+8F^2-5F^2-1}}{1+4F^2-\sqrt{1+8F^2}} - \left(\frac{F^2}{2K^2}\right)^{\frac{1}{3}} \dots\dots\dots(5)$$

この式は、本間⁶⁾および鍋岡⁷⁾の広頂ぜきの越流係数に関する研究によつてえられた越流係数 K を用いたものであつて、つぎの仮定にもとづいている。

i) 断面I-IIにおいて、運動量の連続がなり立つ。

ii) 広頂ぜきの流量公式^{4), 5)}

$$q = K \sqrt{2g} H_0^{\frac{3}{2}}$$

ここに

$$H_0 = \frac{v_2^2}{2g} + h_2 - d$$

この式は(4)の岩崎の式をより一般化したものであつて、エンドシルの流量公式にどのような式を用いるかということにより、右辺第2項に若干変化する。

ここにのべた(4)および(5)式は、さきの分類のⅡに属するものである。この形式のエンドシルを設計するには、エンドシル形状の要素を含めて計算できる(5)式がもつとも望ましい。しかしながら、本間および鍋岡の実験のみでは、越流係数を求められる範囲が限られているという問題もあり、簡便な計算には(4)式が用いられているのが実情である。

2 水理模型実験による検証

一般に、ダム減勢工の減勢池の長さおよびエンドシルの形状については、水理模型実験をもとに決めることが多く、これまでに当所で実験したダムの数は40ダム程度である。これらのダムの実験資料から、我々は跳水式減勢工流況を表一1

表一1

に見られるように、A、B、C、Dに順位評価した。それらは、減勢池水深の縦断形状、シル前面に作用する水圧および流況の3つの要素からなり立っている。これらの内容を、表一2、3、4にまたその概略を図一3に示す。

順 位	評 価
A	非常に良い(過剰品質)
B	良 い(適当な品質)
C	やや悪 い(場合によつては許容できる)
D	悪 い(跳水式減勢工としての機能がない)

表 一 2

順 位	水 深 の 縦 断 形 状
A	P点※より上流で跳水終端の水平な水面が見られる。
B	P点とエンドシル上流面の間で跳水終端の水平な水面が見られる。
C	最大水深がエンドシル上流面に見られ、水平な水面が存在しない。
D	最大水深がエンドシル上流面により下流に生じる。

表 一 3

順 位	エンドシルの上流面に作用する水圧のようす
A	エンドシル中央より上に水圧のふくらみがでるが極大値とはならない。
B	エンドシル中央付近に水圧のふくらみがでるが、極大値とはならない。
C	エンドシル中央付近に水圧の極大値がでるが、最大水圧とはならない。
D	エンドシル中央付近に最大水圧が出る。

表 一 4

順 位	減勢池の流況(縮尺1/50程度)
A	跳水の乱れがエンドシルに及ばず、流れの透明(気泡を含まない)な部分がP点※より上流まで存在し、エンドシルを越流する水深の時間的変動がない。
B	乱れはエンドシルに達するが、P点とエンドシル上流面の間の流れはほぼ透明であつて、エンドシルを越流する水深の時間的変動が少しある。
C	乱れの一部はエンドシルを越え、P点とエンドシルの上流天端を結ぶ直角二等辺三角形の領域は透明であり、エンドシルを越流する水深の時間的変動がある。
D	乱れが大きくエンドシルを越え、エンドシル上流面の透明な領域はほとんどなくなり、エンドシルを越流する水深は飛散し下流河床に落下する。

表 一 4

※ P点とは、エンドシルの上流面から下流にエンドシル高(h)と等しい距離をとつた点とする。

ここで、実験資料から
Fと d/h_1 との関係を調
べ、上記の評価を適用す
ると図-4のようになった。

ここに、A、B、C、
Dの評価は、3つの要素
の総合した順位で印した。

また同図に前項1の算定
式(1)、(2)、(4)および(5)
の関係を示す。

資料は、減勢工設計対象流量およびそれより
大小流量について整理したものである。

(5)式の算定式での流量係数Kの値は0.40お
よび0.42とした。

また(4)式を流量係数Kで表わすと $K=0.385$
となる。

この結果順位AまたはBをえるためには、
土研式(5)式)で大体 $K=0.4$ くらいになつ
た。

そこで、この具体的1例として、四国、大
渡ダムの減勢工設計対象流量は $4260\text{m}^3/\text{s}$ で
あるが、エンドシル高の算定式の検証を考慮
し、他の流量についても実験を行なった。

(1) 実験方法

実験は図-5に見られる、大渡ダムの
縮尺1:50の水理模型によつておこな
った。減勢池の長さとしては、そのIIに
属するエンドシルを考えることにした。

実験の手順は次の通りである。

- ① 各流量条件 ($Q=3440, 3900, 4200\text{m}^3/\text{s}$ で、いずれも放水管のみの放流)において、
下流水位を調節して正常跳水が生じるようにした。そのときの跳水下流水深 h_2 を測定した。
- ② 跳水長を充分にとれる減勢池の長さを、バケット終端より9.5m下流の位置にエンドシル
高7.0~13.0m(1.5m間隔)の上流面が鉛直な台形エンドシルを設け、各流量における
減勢池の水面形、エンドシル前面の圧力および流況写真撮影を行なった。

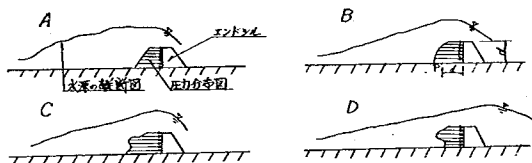


図 - 3

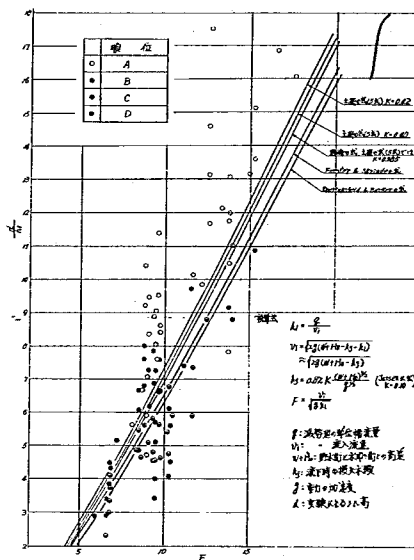


図 - 4

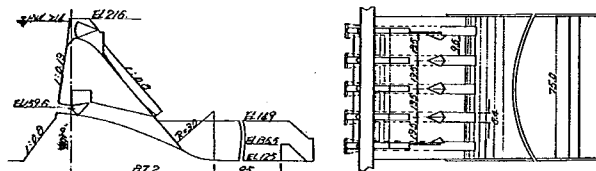


図 5

2) 実験結果

各流量条件における正常跳水の跳下水深 h_2 の測定結果を用いて運動量の保存則によつて跳水始端の水深 h_1 を算出し、この値より流入射流のフルード数 F を求めた。また、高さの異なるエンドシルを設けたときの h_2 の実験値から h_2/h_1 を求め、 F との関係を示すと図-6 のようになった。図-6 における実線は、共役下水深を示している。図から共役下水深を得るために必要なエンドシル高を内挿すると、 $Q = 3440, 3900, 4260 \text{ m}^3/\text{s}$ に対応しておよそ 9.0, 10.0, 11.0 m 程度であることがわかる。

つきに、1 でのべた各式による計算結果とこの実験の結果を比較すると図-7 のようになった。

この図において☆印は図-6 で内挿したエンドシル高である。また必要最小限のエンドシル高付近の流況の例として写真-1 および 2 を示した。これらは、ともに流量が $3900 \text{ m}^3/\text{s}$ であつて、エンドシル高はそれぞれ 8.5 m および 10.0 m である。これらの写真は図-7 の M および N に対応している。写真-1 ではガイドウォール沿いの水面に水平な部分から見られる。このこ

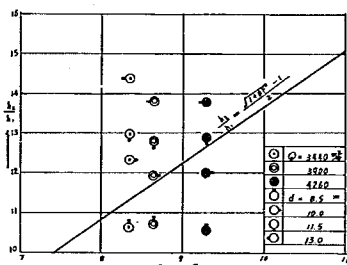


図-6

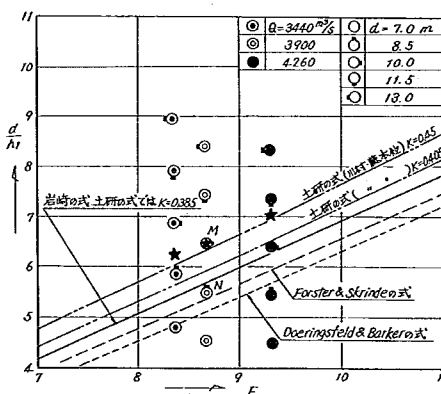
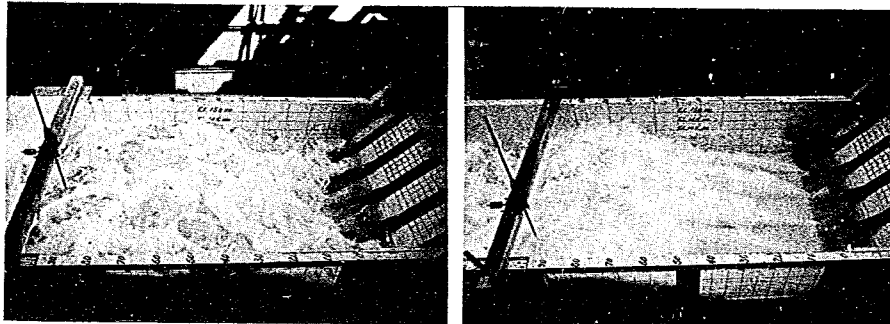


図-7

とは、跳水が完全に行なわれていることを示している。順位でいえば B の状態である。



ところが写真-2ではエンドシルの直上流に盛りあがりがあつて水平な部分が見られない。これは、エンドシル高が不足し不完全な跳水が生じていることのあらわれである。順位でいえばCの状態である。

したがつて適切なエンドシル高はMとNの間つまり8.5~10.0mの間にあることがわかる。このことは、他の流量についてもほぼ同様である。

以上のような考察から、適正なエンドシル高は、土研の式では $K=0.4$ 程度のときと考えられる。また、分類Iに属するものでは、この場合若干低めのエンドシル高が算定されることがわかる。

結 論

以上、エンドシル高の算定式と水理模型実験との比較検証から、比較的均等な流れで、かつ減勢池が直線である場合適正なエンドシル高を示す(順位Bを三つの要素がすべて満足する)ためには、土研の式(5式)で $K=0.4$ 程度のときであると考えられる。

参 考 文 献

- 1) H.A. Doeringsfeld, C.L. Barker: Pressure momentum theory applied to the broad crested weir: Trans. ASCE vol. 106, 1941
- 2) J.W. Forster, R.A. Skrinde: Control of the hydraulic jump by sills: Trans. ASCE, 1949
- 3) 村幸雄; 洪水調節用ダム放水設備の設計合理化に関する研究: 建設省土木研究所, 1953.3
- 4) 岩崎敏雄; 余水吐の減勢装置について: 技術者のための最近の水工学, 土木学会東北支部, 1961
- 5) 川村幸司, 藤本成, 山本邦一, 名津井愛一; 早明浦ダム水理模型実験報告: 土木研究所資料, 第261号, 建設省土木研究所, 1967.3
- 6) 本間仁; 低溢流堰堤の流量係数: 土木学会誌, 26巻6号および9号, 1940
- 7) 鍋岡昭三; 低いダムの越流係数に関する研究: 電研月報, 第4巻2号, 1954

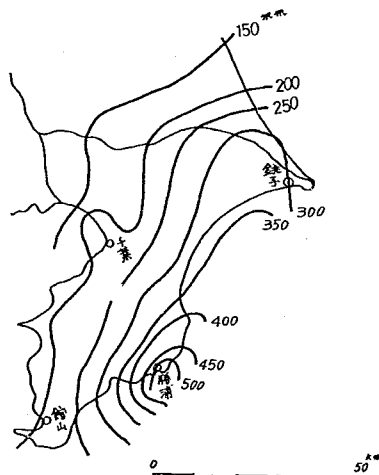
3. 千葉県下の崖崩れ災害地の地盤調査結果

急傾斜地崩壊研究室 服部 泰英

1. まえがき

昭和46年9月6～8日にかけて、台風25号によって、千葉県下は多数の崖崩れ災害を受けた。特に、銚子市を中心とする県北部、勝浦市を中心とする県中～県南部に多く、死者55人を出す災害となった。図-1に示すように降雨量は、勝浦を豪雨の中心とする分布を示している。勝浦では、総雨量558mm、時間雨量122mmを観測し、その他の各地でも総雨量200mm、時間雨量40～60mmを越える大雨が降った。また、銚子では最大瞬間風速49mを記録した。これらの豪雨、強風が崖崩れ多発に影響をおよぼしている。

千葉県内の崖崩れを今回の災害から大別するとローム台地の斜面及び第三紀泥岩地域の斜面の崩壊が代表的であるが、今後これらの地域において崖崩れ災害を未然に防ぐために崩壊の位置、規模、形態等の予測を行なうため、その資料とするため、代表的な崩壊斜面を選び地盤調査を行なった。



2. 災害の状況

千葉県は元来崖崩れによる災害の少ない所であ

ったが昭和45年の梅雨前線豪雨災害（死者19

図-1 連続雨量分布図

人の内崖崩れによるもの12人）に続も2年続きの大災害となった。

崖崩れ発生個数は千葉県内市町村の調べによると家屋等に被害があったもの682箇所、被害のない崩壊まで含めると実に7,000余箇所にとぼっている。そしてこれらの分布は大略豪雨と一致している。

崖崩れの特徴は、千葉県北部に分布するローム台地末端斜面のものと、県中～県南の第三系泥岩からなる山腹斜面のもの2つに大別できる。

3. 調査について

ローム台地末端部斜面及び第三系泥岩の山腹斜面の崩壊発生を規定する最も重要な要因である、斜面地盤の特徴から崩壊の位置、規模、形態等の予測を行なうため3ヶ所を試験地として、地盤調査を行なった。

(1) ローム台地末端部斜面の試験として、銚子市塚本町のローム台地。

(2) 第三系泥岩の山腹斜面の試験地として、夷隅郡大原町大和田の崩壊山腹。

(3) 風化泥岩の上のガイスイの滑落の試験地として、夷隅郡大多喜町弓木の県道の法面。

4. 調査方法

内容として、簡易貫入試験は径25mmの先端コーンを重量5kgの重錘を50cmの高さから落下させて貫入しその落下回数と貫入量より10cm貫入に対する落下回数(N_c)で地盤強度及び地層状態を調査するものである。また、原位置セン断試験は、砂質ローム層(表層)及び砂質ローム層と砂層の境界に20×20×10cmの供試体を作成し、同寸法のセン断箱をセットして、垂直変位に3コ、水平変位に2コのダイヤルゲージを取りつけ変位を測定した。現場透水試験は、オーガーボーリングで所定の深度まで掘削し底部より50cm区間に多孔の付いた、塩化ビニールパイプを挿入して行なった。測定は一定水位より10cm水位が低下するのに要する時間が一定となるまで測定を繰返して行なった。オーガーボーリングは土層の観察及び根系分布の試料採取、土質試験は物理、力学試験等について行なった。

4-1. ローム台地斜面での調査(図-2参照)

銚子市塚本のローム台地末端部斜面の崩壊部、非崩壊部を連ねた縁辺部及び崩壊部3の縦断方向及び崩壊を横断する方向の測線で、簡易貫入試験を5m毎に、スウェーデン式サウンディングを10m毎に行なった。このローム台地は、崩壊、非崩壊部が連なっており、台地面は比較的平坦で、きわだった沢状も見られない。この斜面には大小7

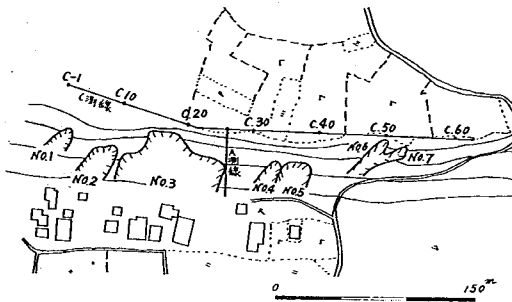


図-2 塚本試験地測線図

個の崩壊があり、それぞれ異なった崩れ方をしている。サウンディングは、これら7個の崩壊を連ねて行ない、崩壊部、非崩壊部の地盤性状の差異を見つけるために行なった。

崩壊は砂層上にのるうすい表層土が滑落する型であると思われ、この表層土と砂層の境界附近の土の強度及び表層土と砂層との透水係数の差を知るために、原位置セン断試験、現場透水試験を行なった。オーガーボーリングは、C測線上のC-9、C-17、C-19の地層の観察を知るために行ない、透水試験用及び土質試験の試料採取用として2点行なった。

4-2. 第三系泥岩地域の斜面での調査(図-3参照)

大原町大和田の山腹斜面の崩壊を試験地とし、この斜面は高さ40~50m位の急勾配の山腹斜面に大小4個の崩壊が発生している。この崩壊の頭部を連ねた測線A、A'及び縦方向の測線Eについて簡易貫入試験によるサウンディングを行なった。

崩壊は泥岩上にのる表層土の滑落が、あるいは、泥岩風化層内での滑落と考えられ、これらの各土層間の地盤性状の差異を調べるために、黒色ローム層（表層土）及び下部の暗茶褐色の粘性土層の2ヶ所で土の強度を原位置セン断試験によって求め、また、これら2層の透水性を求めることにより、崩壊位置附近の地盤性状を調べた。表層土が滑落する場合、

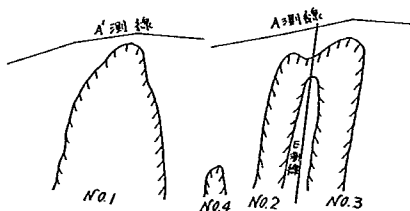


図-3 大原試験地測線図

表層土とその下の層の間に何等かの（例えば、強度、透水性等）の不連続性があると思われるが、これらの境界の性質に植生の根系が重要な影響を持つと思われる、大和田試験地では、深さによる根系量の分布等を調べた。崩壊の頭部を連ねた測線A、A'線上で、数箇所オーガーボーリングを行ない各点毎に深度10、50、90、130cmよりサンプルを採取し根系重量分布を調べた。

4-3. 風化泥岩上のガイスイ（図-4、図-5参照）

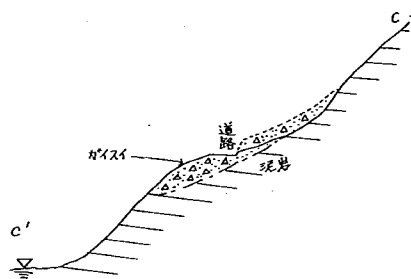


図-4 横断略図

崩壊したのはガイスイがあった範囲にあり、それより上部の斜面では表土の下にすぐ風化泥岩がある。ガイスイと風化泥岩の境界が分っていれば、崩壊の型、規模を事前に予想し得たと考えられるので、弾性波深査で、ガイスイと風化泥岩の速度を測定した。また、泥岩の湿潤、乾燥による劣化を調べるため、岩石コアの浸水試験を実施した。

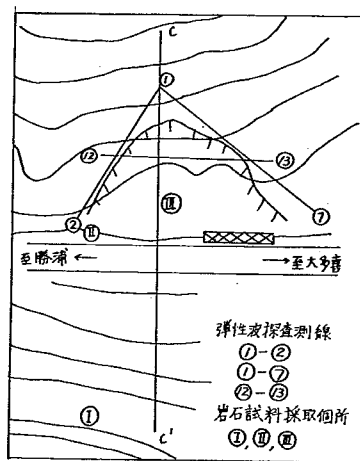


図-5 平面図

5. 調査結果

5-1. ローム台地の斜面

銚子市塚本試験地のローム台地斜面の地層構成は、上層より 表層土、砂質ローム層、砂層（成田層）からなっている。砂層の中には、厚さ0.5～1.0m程度のほぼ水平な泥岩層を数層にはさんでい

簡易貫入試験及びスウェーデン式サウンディング試験の調査結果から次のような値を得た。

	簡易貫入試験	スウェーデン式
表 層 土	$N_c < 5$	$N_{sw} < 50$
砂質ローム層	$5 < N_c < 15$	$N_{sw} < 100$
砂 層	$15 < N_c$	$100 < N_{sw}$

これらの結果に基づいて、台地縁辺部でのサウンディングの結果から地層断面図を作ると図-6、図-7のようになる。この図からわかるように、表層土は1~2mでその下部は砂質ローム層になっている。また、砂層は地表面より3~4mの所にほぼ水平にある。

崩壊は、崩壊3、6、7と崩壊1、2、4は崩壊頭部の位置で明瞭に区別される。崩壊3、6、7は台地面直下から崩壊が起っており、

台地縁辺部の地盤性状に大きく影響されていると思われる。

一方、崩壊1、2、4は崩壊頭部が斜面中腹にあり、これらは砂層中にある泥岩層の分布と関係があると思われる。

C-10~C-20及びC-53~C-59附近では砂質ロームと砂層の間に $5 < N_c < 10$ の砂層に比べ比較的軟い砂質粘性土層がある。これらの粘性土層の分布する区域と崩壊崩3及び崩壊6、7の位置が一致している。また、この粘性土層上には地下水が見られ、地中へ浸透した水が集中しやすく崩壊発生位置と密接な関係があると思われる。

土質試験結果は表-1の通りである。この結果、物理試験の結果では各層の差が明らかに出てくる。

砂質ローム層と砂層の透水係数は砂質ローム層で 9.56×10^{-3} 、砂層で $5.66 \times 10^{-4} \text{ cm} \times \text{sec}$ と砂質ローム層の

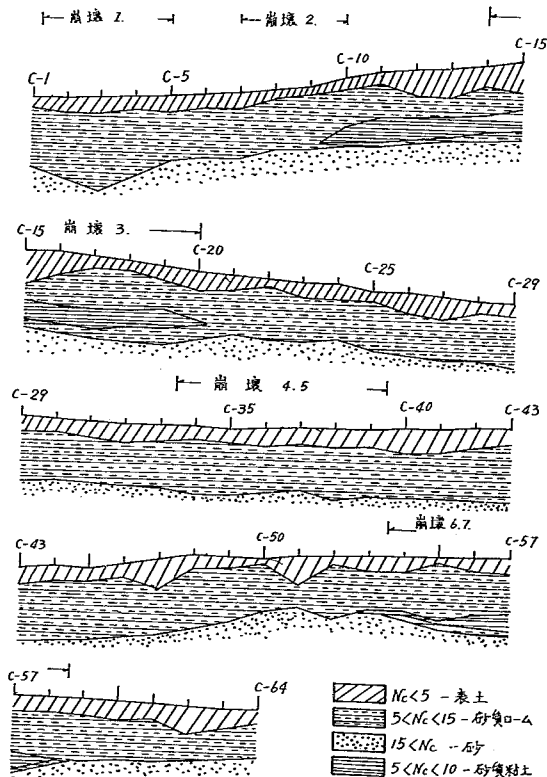
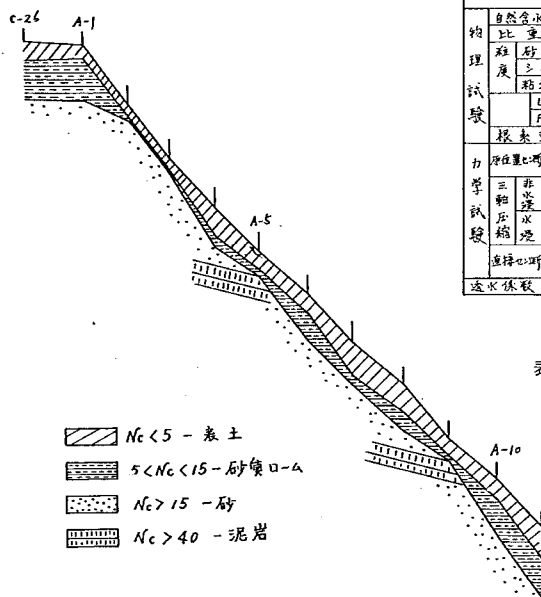


図-6 塚本試験地C測線
簡易貫入試験結果



		表土	砂質粘土	砂質ローム	砂
物理試験	自然含水比	38	44	44	18
	比重	3.03	2.76	2.68	2.76
	砂力	21	64	66	87
	シルト	39	16	30	4
	粘土分	40	20	4	9
	LL	161	44	56	—
力学試験	PL	98	21	44	—
	標本重量	—	0	59	—
	位置	C	—	0.032	—
	φ	—	—	7°58'	—
	三軸圧縮	C	—	0.28	—
	φ	—	—	3°09'	—
透水係数	直接	C	—	0.06	—
	φ	—	—	0	—
	C	—	—	0.17	—
透水係数	φ	—	—	22°47'	—
	K	—	—	7.56×10^{-3}	5.66×10^{-4}

表一 土質試験測定結果

方が約17倍透水性がよい。また、砂質ローム層の自然状態と水浸飽和状態との三軸圧縮試験の結果を比較すると、水浸飽和すると粘着力が自然状態のものに比べてかなり減少し、斜面上の表層土が含水すると強度低下が著しく、崩壊しやすい状態

となる。

以上の結果より砂質ローム層と砂層の間には透水性、貫入強度に著しい差があり、また、この境界附近に粘土層をはさむ部分が崩壊発生位置となったと考えられる。

5-2 第三系泥岩地域の斜面

大原町大和田の山腹斜面におきた崩壊を試験地とした。簡易貫入試験の結果から、上層より表層土、風化岩混り粘性土、泥岩からなっていて、次のような値を得た。

表層土	$N_c < 5$
風化岩混り粘性土	$5 < N_c < 30$
泥岩	$N_c < 40$

これらの結果に基づいて、崩壊頭部上及び側辺のサウンディングの結果から地層断面図を作ると図-8図-9のようになる。この図でもわかるように崩壊部1, 2, 3附近では泥岩層が谷状に凹んだ地形をしている。このような部分では他と比べると表層土、その下の風化岩混り粘性土層は比較的厚く、泥岩が凹んだ部分には滲透水が集中し、泥岩層の風化が速くなる。

風化岩混り粘性土層中の上、下層で透水試験をした結果、透水係数は、上層で 3.7×10^{-3} 、下層で

$2.3 \times 10^{-5} \text{ cm/sec}$ で上層の方が下層より約160倍透水性がよい。三軸圧縮試験で自然状態と水浸飽和状態の比較をすると、内部摩擦角及び粘着力は低下し、生じたローム台地斜面の場合と同様、含水による強度低下が見られる。

根系重量分を見ると例えば、A-8付近では、深度毎にそれぞれ、0.1 mで0.24%, 0.5 mで0.096%, 0.9 mで0.095%, 1.3 mで0.006%となり、深度1.3 m付近以深では、ほとんど根系が侵入していない。この深さは、丁度、風化岩混り粘性土層であり、この部分で表層土との境になっている。根系が侵入すれば、表土化が進み、また、根系沿いに水みちができる等によってその下層との間に境界面をつくりやすく、崩壊位置を規定する一つの要因と考えられる。

5-3 大多喜試験地

今回崩壊したのは、ガイスイがあった範囲にあり、それより上部の斜面では表土の下にせぐ風化泥岩がある。

弾性波探査結果は図-10, 図-11, 図-12に示した通りである。これによると、表土とガイスイは0.15~0.3 Km/sec, 密着していない割れ目の多い泥岩では1.0 Km/sec, 密着した割れ目のある泥岩は1.2 Km/secである。又、草木の根

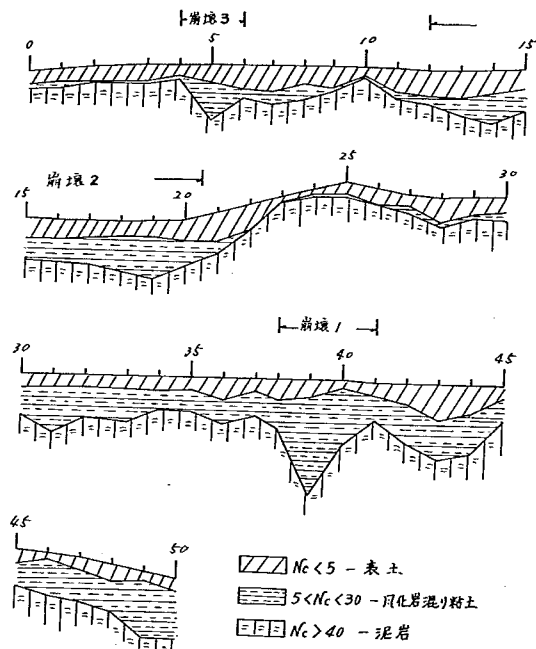


図-8 大原町大和田試験地A測線
簡易貫入試験結果

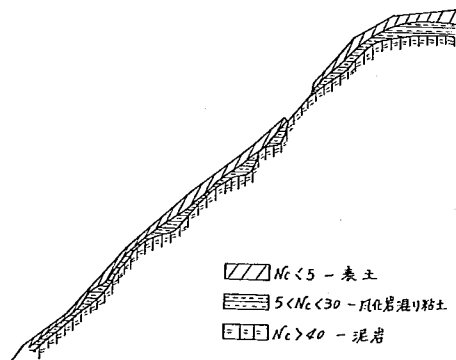


図-9 大和田試験地E測線
簡易貫入試験結果

			表 土	風化岩混り粘土	
物理試験	自然含水比		45.23	49.38	
	比重		2.66	2.73	
	粒 砂 分		2	3	
		シルト	64	45	
	底 粘 土 分		34	54	
		L L	84.4	83.0	
P L		35.2	34.0		
力学試験	根 系 重 量				
	原 位 置		C	0.144	
	セ ン 断		φ	13°0'	
	三 軸 圧 縮	非 水 浸	C	0.45	
			φ	4°35'	
	試験	水 浸	C	0.28	
φ			0°49'		
直接セメント断		C			
		φ			
透 水 系 数			K	4×10^{-3}	2×10^{-5}

表-2 土質試験結果

がある表層土 $0.15 \sim 0.2 \text{ Km/sec}$ でガイスイは $0.2 \sim 0.3 \text{ Km/sec}$ であろうと思われるが、いずれも層がうすいので弾性波探査からはこの境界がはっきりとつかめない。

図-13は浸水試験で試料(岩石)が吸水により重量が増加の様子を示したものである。採取箇所は図-5に示すが、①は密着した割れ目のある新鮮な泥岩、②は風化泥岩が乾燥して割れ目が入っているもの、③は崩壊面の下にある風化泥岩で乾燥による割れ目がまったくないものである。乾燥した泥岩は浸入直後の吸水が著しく、また、風化泥岩は日数が経過した後も吸水が続くことは容易と予想されるから、浸水試験の結果得られた①、②、③の曲線の特性

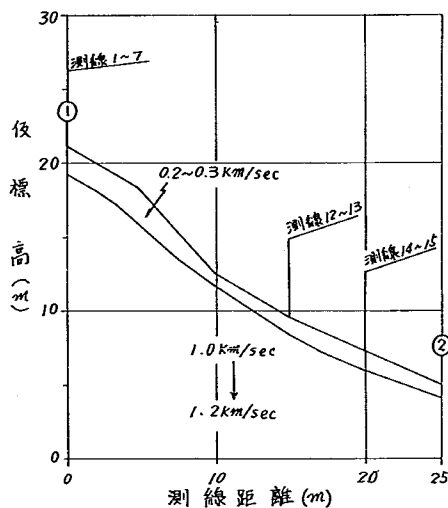


図-10 測線1-2地質断面

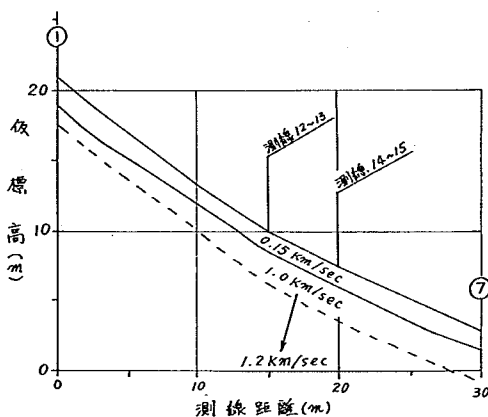


図-11 測線1-7地質断面

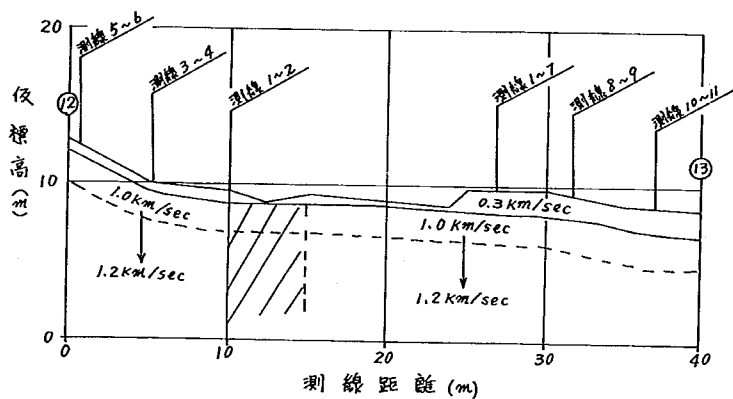


図-12 測線12~13地質断面

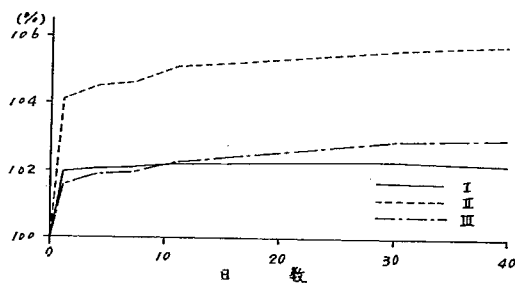


図-13 浸水試験における岩石の重量増加

はそれぞれの採取個所を考えると従来の経験的判断と良い一致を示すと見なすことができる。

また、試料を30日間浸水した後、7日間室内で自然乾燥を行なったら、全てのコアに割れ目が入ってこわれたが、その程度は、Ⅱが最大で、次にⅢ、Ⅰの順であった。この結果も従来の経験的判断と良い一致を示す。

4. コンクリートの凍結融解試験実施に関して生ずる 2、3問題点

コンクリート研究室 小 野 金 造

1 まえがき

従来は良質なコンクリート用骨材が容易に入手できたが、河川砂利の入手が困難になつて以来良質な骨材の入手難は建設工事の実施にあつて一層深刻な問題である。したがつて必然的に砕石利用にたよらなければならない。しかし河川砂利と異なり砕石は、その品質に相当な差があるので使用にあつては予め十分に調査をしてあつかわなければならない。とくにコンクリートの強度については比較的短期間で知ることができるが、耐久性については長期間を必要とするので事前に調査しておくことが大切である。

骨材の耐久性については、コンクリート構造物の状態を調べるのが最も良いのであるが、そのような調査結果がなければ骨材の耐久性を調べる方法として、JIS A 1122 “骨材の安定性試験方法”（硫酸ナトリウム溶液を用いて溶液中に16～18時間、乾燥24時間、この操作を5回繰返す）によつて行なつた場合の骨材の損失重量が12%以下であることを確かめ、この限界を越えるものであれば、さらにコンクリート供試体をつくつて凍結融解試験を行ないその耐久性を検討して、広く使用の可否を判断することになつてゐる。このようなことから骨材の品質の判定のために凍結融解試験が行なわれる機会が多くなつてきたが、わが国においてはまだ標準化されていない。

これらの凍結融解試験方法については、つぎに示すASTMの2規格、すなわち、(1) ASTM C 290-67 “水中における急速凍結融解に対するコンクリート供試体の抵抗試験方法” (2) ASTM C 291-67 “空気中における急速凍結および水中における急速融解に対するコンクリート供試体の抵抗試験方法”が規定されている。

我国においても、これらの規定に基づいた方法で凍結融解試験が行なわれている。しかし、土木研究所が中心になつて行なつた共通試験の結果を見ると、同じ状態に製作した供試体でも試験場所によつてかなり結果が異なることがわかつてゐる。

砕石の品質判定にあつて、このように同一試験方法によつたとしても試験結果にかなりの相違が生ずることは問題であるので、その原因について調査を行ない凍結融解試験方法の標準化が必要であらう。ここにその手がかりとしての一資料を得たので報告する。

2 試験方法

凍結融解試験は、供試体寸法 $7.5 \times 10 \times 4.0$ cm又は、 $10 \times 10 \times 4.0$ cmの供試体を所定の大きさのゴム容器に水と共に格納し、供試体の中心温度を交互に -17.8 ± 1.7 °Cから 4.4 ± 1.7 °Cの温度に下降上昇させて凍結融解を繰り返すことができる熱交換媒体中に浸す。凍結融解の繰り返しサイクルは、2時間以上4時間以内として供試体の凍結融解による損傷を与えようとするものである。

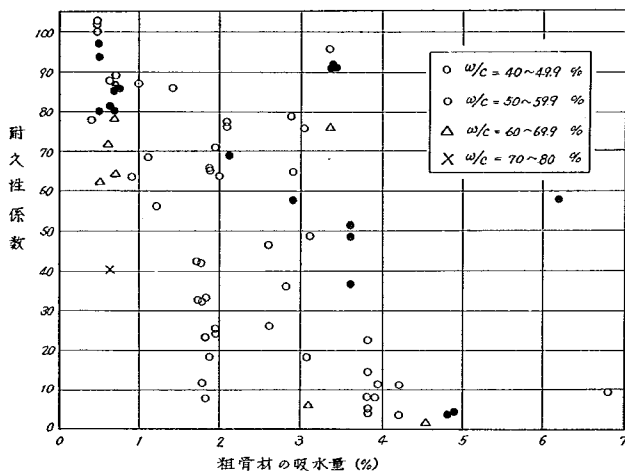


図-1 粗骨材の吸水量と耐久性係数との関係

供試体の品質

劣化の判定は、

JIS A 1127

“ 共鳴振動によ

るコンクリート

の動弾性係数、

動セン断弾性係

数および動ポア

ソン比試験方法”

によつて各サイ

クル時における

動弾性係数を測

定し、計算によ

つて動弾性係数

比および耐久性

係数を求めて判

定する、なお観

察によつても試

験中に発生した

欠陥を参考とす

る。

動弾性係数比はつぎの式によつて求める。

$$E = \frac{E_n}{E_o} \times 100(\%)$$

E : 動弾性係数比

E_o : 凍結融解 0 サイクルにおける動弾性係数

E_n : 凍結融解 n サイクル後の動弾性係数

耐久性係数はつぎの式によつて求める。

$$DF = \frac{EM}{M}$$

DF : 供試体の耐久性係数

E : 凍結融解 N サイクルにおける動弾性係数比(%)

N : E の値となるまでのサイクル数、あるいは試験を終了したときのサイクル数

M : 試験を終わらせる特定のサイクル数

コンクリートの凍結融解に対する抵抗性は、空気量、コンクリートの強度、水セメント比、養生条件、細骨材の割合などによつて影響をうける。土木研究所で行なつた実験結果の 1 例を示すと図-1 のとおりである。

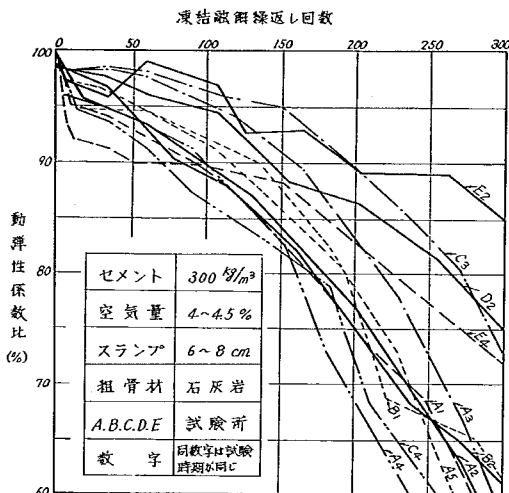


図-2 動弾性係数比と繰返し回数との関係

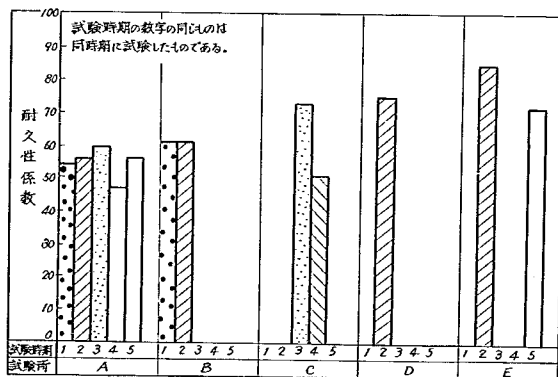


図-3 共通試験で得られた試験結果

3 試験結果

試験所間の試験結果の相違について調査するため共通試験を行なった結果、凍結融解繰返し回数と動弾性係数比との関係を示すと図-2のとおりである。図-3は、図-2の結果より耐久性係数を求めて整理したものである。この結果によりつぎのことがいえる。すなわち、試験所Aの結果と比較して良く一致するものもあるが、かなり大きな相違を示しているものもある。これら試験結果の相違の原因にはまず各試験所で用いるコンクリート供試体およびその容器の形状寸法並びに材質が異なるためと考えられた。

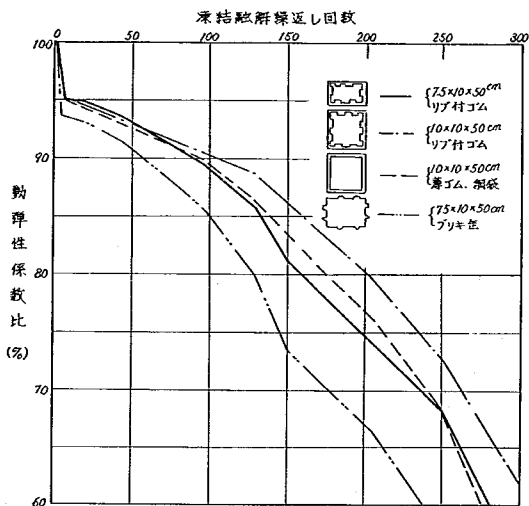
3-1 供試体を同一にして各種の容器を用いて試験を行なった。その結果は図-4のとおりである。

この結果から云えることは、ブリキ罐のように強固な容器を使用したものはかなりの差がみられた。

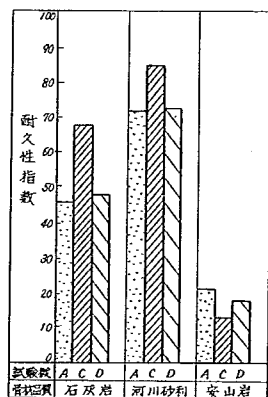
3-2 容器を同一として試験した場合

前述までの試験結果で供試体容器および供試体寸法の相違による試験結果への影響が見られたので、コンクリートの供試体を同一試験所で製作し同様に供試体容器をも同様

なものを用いて各試験所で行なった試験結果を示すと図-5のとおり、試験所によつてはかなりの差



図一四 A 試験所における供試体容器の異なる試験結果と動弾性係数比との関係



図一五 容器と同一にした場合の試験結果

が見られる、これらの差は、ブライン温度管理用供試体の寸法の異なるためと思われたのでつづいて供試体内部温度と液温による相違について検討した。

3-3 供試体内部温度の変化の状態

容器の一定による試験により考察すると試験結果の相違は、容器の形状、寸法、並びに材質ばかりでなく試験機が供試体を与える温度履歴に最も大きな原因があるように思われる。

ここで試験機の液温度を計測するとともに供試体内部の温度を測定した。その結果は図一六に示すように供試体内部温度分布はかなりの差があることがわかつた。

4 まとめ

以上のことから、コンクリートの凍結融解における耐久性試験は、種々の条件によつて異なつた結果がえられ、骨材品質の判定に非常に大切な問題と思われた。よつて、凍結融解試験の標準化には、試験装置の規格化はもちろんのことであるが、供試体の寸法、ならびに容器の寸法、材質まで規定しなければ一致した試験結果が得られ難いことが認められた。

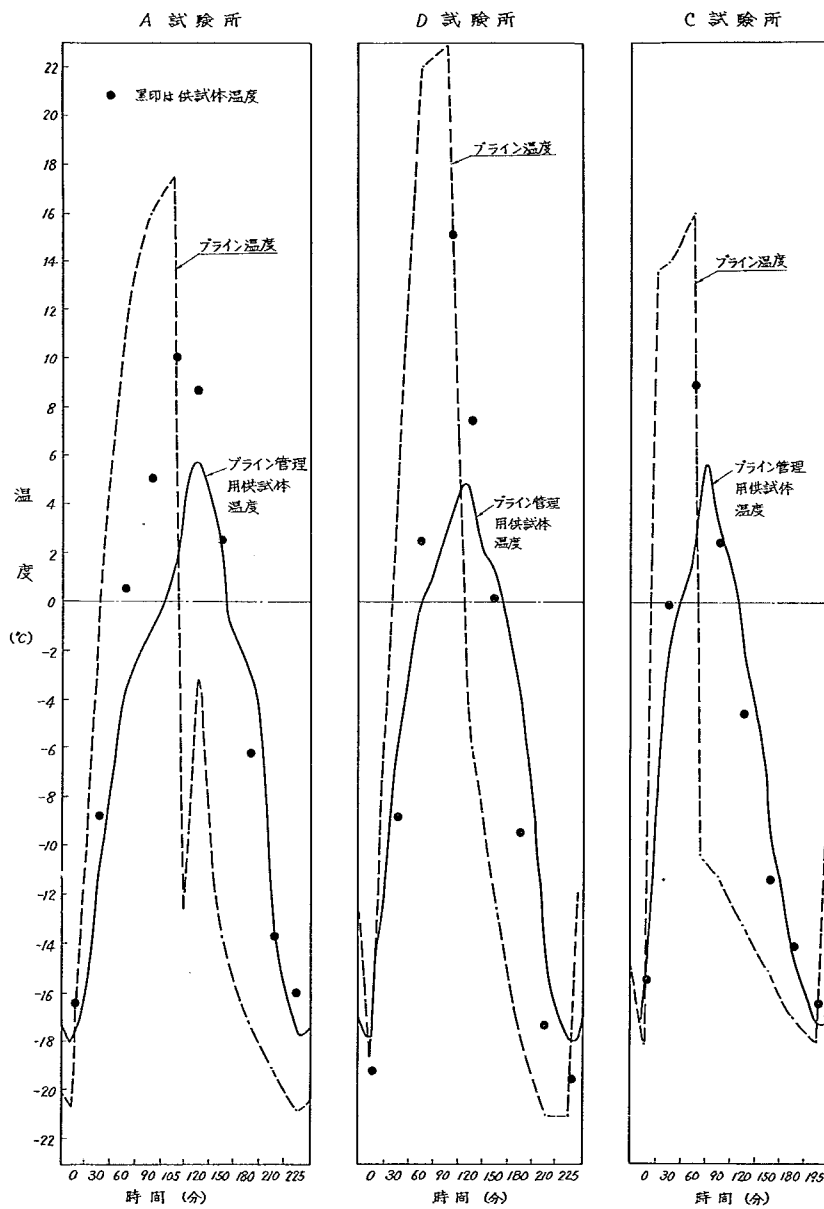


図-6 供試体内部の温度分布と時間との関係

5. トンネル覆工の耐荷力試験

トンネル研究室 石 橋 正 穂
○平 江 哲

1. まえがき

支保工・覆工などのトンネル構造物は支承条件などに不明確な点が多いため、力学的な取扱いがむずかしく、作用する外力の推定が困難であるということとあいまって、簡単な図式計算が行なわれる以外、合理的な設計計算が行なわれることはほとんどなく、重要な構造要素の決定が実績や経験にもとずいて行なわれているのが現状である。構造物に作用する荷重の問題は別としても、合理的なトンネル構造物の設計に一步近づくためには、支保工・覆工などのもつ不明確な構造要素が支保工・覆工の挙動に与える影響を明らかにすることが必要である。

このため、支保工の挙動、耐荷力を明らかにする目的で、支保工載荷試験装置を用いて、支保工の実物載荷試験を行なってきたが、昭和45年度よりコンクリート覆工の載荷試験に着手し、現在も実施している。本文では、昭和45年度および46年度に実施した覆工の耐荷力に関する試験の概要を紹介するものである。

2. 試験の目的

トンネル覆工はその外周全面が地山と接しており、支承条件が複雑であることなどから計算によってその力学的挙動を推定することは困難な面が多い。また、覆工はクラックなどが発生してからもその機能は一応満足する場合もあり、クラック発生後の覆工の挙動を追跡し、最終的な耐荷力がどの程度得られるかを知っておくことも重要である。そこで、コンクリート覆工の挙動や耐荷力を載荷試験により明らかにし、さらに、剛支保工との共同作用などを解明し、覆工の合理的設計法を確立することを目的とする。

昭和45年度は覆工の試験体形状を同一にし荷重パターンの影響を中心に調べ、昭和46年度は覆工厚の影響とクラウン部に生じる空隙が耐荷力に与える影響をテーマとして試験を行なった。

3. 試験方法

3-1. 試験装置

試験装置は図-1に示す通りで次の部分より構成される。

(1) 反力枠

載荷ジャッキの反力をとるためのもので、内径1.3m、外径1.7m、深さ1.2mの鉄筋コンクリート製の躯体である。

(2) 支承ブロック

試験体(支保工・覆工)の形状に、ジャッキ支承点を合わせるため適当な形に作られたコンクリート体である。

(3) 載荷用ジャッキ

能力 50 t, ストローク 300 mm, ピストン径 125 mm, 機長 500 mm のジャッキ 36 台を上下 2 段 (間隔 50 cm) 1 組で使用し, 載荷点間隔は 0.67 m で 18 点載荷とする。

(4) 載荷板

幅 15 cm, 厚さ 10 cm, 長さ 1 m のものをジャッキと試験体との間にセットし, 上下 2 台のジャッキがポイントロードとならないようにする。

(5) 油圧ポンプ

36 台のジャッキに対し油圧ポンプは 1 台で, 油圧回路により圧力を調整し各ジャッキに分配する。

(6) 油圧制御装置

各ジャッキの荷重を独立に設定・制御できるコントロール盤とコントロール盤に設定された荷重を同時に各ジャッキに伝達動作させる一斉載荷装置の 2 部分からなる。

(7) 載荷重計測

コントロール盤に設けられたブルドン管式圧力計および配管末端のジャッキ接続点に設けられた置針式のブルドン管式圧力計によって行なう。

3-2 試験体

試験体の形状寸法は 3/4-2 に示す通り

で, 覆工アーチ部を 3/4 に縮尺した無

筋コンクリート体である。また, トンネル軸方向を上下方向とし, 覆工の奥行き (トンネル軸方向の長さ) は 1 m とした。コンクリートの配合は表-1 に示す通りである。荷重パターンの影響を調べる試験体は覆工厚を一定 (30 cm) とした。

3-3 載荷方法および荷重パターン

図-1 に示すように試験体を設置し, 所定の荷重を段階ごとに載荷し, 各荷重ごとに試験体のひずみ (長さ 60 mm のワイヤストレンゲージにより測定), トンネル半径方向の変形量 (ダイヤルゲージにより測定), 荷重 (ブルドン管により測定), クラックの発生位置, 幅, 長さ等を測定しながら破壊に至るまで載荷し, 最終的な耐荷力を求めた。

試験には表-2 に示すような荷重パターンを採用した。

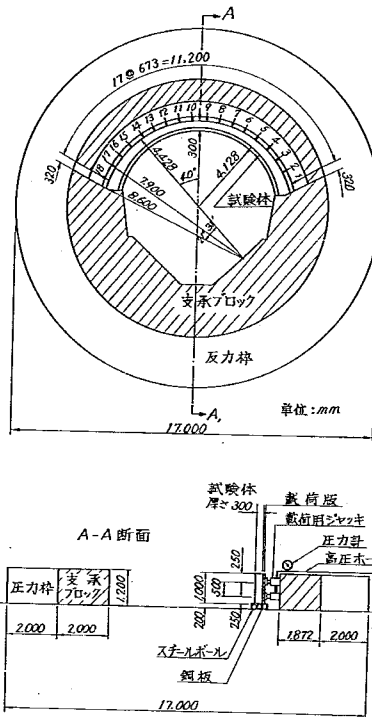
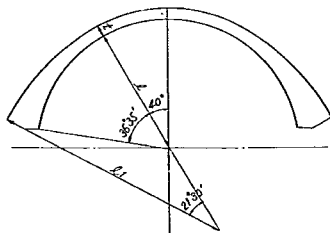


図-1 載荷試験装置



注) 4603はクラウン部に空隙のある試験体で
 $t=225\text{mm}$ とクラウン部の詳細は次図の通り

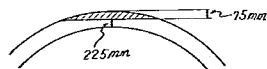


図-2 試験体形状寸法

試験体 No.	覆工厚 t (mm)	ℓ (mm)	ℓ (mm)	備 考
4501 4506	300	4128	7900	—
4601	250	4153	7875	—
4602	300	4128	7900	—
4603	300	4128	7900	空 隙 クラウン $t=225$
4604	375	4090	7900	—
4605	450	3978	7900	—

表-1 覆工コンクリート配合表

粗骨材 最大 寸法 (mm)	スラ ン プ (cm)	空気量 (kg)	単 位 セメン ト量 (kg)	水セメ ント 比 (%)	細 骨 材 率 (%)	単 位 細 骨 材 量 (kg)	単 位 粗 骨 材 量 (kg)
40	12 $\pm$ 2	4 $\pm$ 1	149	300	49.7	757	1,174

4 試験結果

4-1. 荷重パターンによる影響

試験結果から、発生ひずみと荷重高さ、および最大変位の関係を荷重パターンごとにとまとめたのが表-3である。なお、長大ひずみ発生点と最大変位とは必ずしも一致しない。これより、ひずみの発生や変形量は荷重パターンにより大きく異なることがわかるが、クラックや破壊の状況(表-2)も特有のものを示すことが確かめられた。これらについて説明すれば次の通りである。

(1) 一様荷重

4 t刻みで載荷し、84 t(換算荷重高 $H_p = 4.62\text{m}$)に達したとき突然大きな音とともにジャッキ点10~11を中心にクラックが発生し破壊した。 $H_p = 4.6\text{m}$ で計測した軸力 $N = 370\text{t}$ 、曲げモーメント $M = 5\text{t} \cdot \text{m}$ で、軸力が非常に大きく、引張ひずみは全く発生していないことや破壊の状態等からみて圧縮に起因するせん断破壊であると思われる。

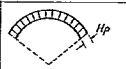
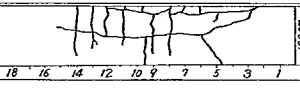
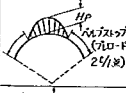
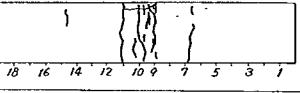
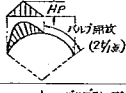
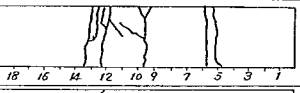
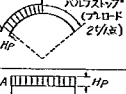
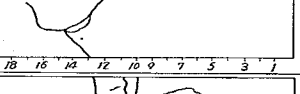
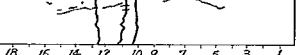
(2) 中央1/2バラボラ形荷重、

載荷重を $H_p = 2.7\text{m}$ ずつ増し、 $H_p = 8.0\text{m}$ でジャッキ番号9,10付近の内側に2本のクラックが発生し、その深さは覆工厚の約1/4であった。このときの軸力は $N = 30\text{t}$ 、曲げモーメントは $M = 4\text{t} \cdot \text{m}$ (9, 10点)であり引張ひずみが大きく発生していることから曲げ引張によるクラックである。荷重の増加にともないクラック幅は広くなり($H_p = 4.0\text{m}$ で1.1 mm)、 $H_p = 2.67\text{m}$ 以降には他の位置にも同様のクラックが発生し、 $H_p = 5.05\text{m}$ で破壊したが、破壊荷重近くでは曲げモーメントに比べ軸力が大きくなっており($H_p = 5.05\text{m}$ で $N = 270\text{t}$ 、 $M = 30\text{t} \cdot \text{m}$)、破壊の形態は(1)のせん断破壊に近いものであった。

(3) 偏荷重(三角形)

載荷点以外の各点は、ジャッキのバルブを開放し変形を拘束しない。 $H_p = 4\text{m}$ でジャッキ点5と

表-2 載荷重パターンおよびクラック展開図

試験 No.	パターン名	載荷状況	対応する地山の状況	掘削の破壊時クラック展開図 (内側)
L-4501	一様荷重		トンネル掘削の直近が一様にゆるみ荷重として作用する場合	
L-4502 L-4503	中央を パラボラ形 荷重		トンネル掘削の天井部でパラボラ状に地山がゆるみ、荷重として作用する。両側のゆるまない部分では地山と掘削コンクリートとは密着している。	
L-4504	偏荷重 (三角形)		片側に偏荷重(三角形)が作用し(反対側は地山と掘削コンクリートとの間に空隙がある。	
L-4505	偏荷重 (矩形)		片側には一様な荷重が作用し(反対側は地山と掘削コンクリートが密着している。	
L-4506	P & W (A+P)		掘削にともないトンネル上部の地山が一様にゆるみ、それは主荷重(A)として作用する。また同時に地山には反荷重(P)が発生する。	

Hp: 荷重高さ

6の中間の内面に幅1.5mmのクラックが発生し、Hp=7mでは3.0mmにもなったのが、このクラックは破壊にいたるまで外側に貫通することはなかった。Hp=4mでの軸力はN=12t、曲げモーメントはM=7t・m(5~6点)であり、引張ひずみが多く発生し荷重の増加とともに直線的に増加していることから、曲げ引張によりクラックが発生し、そのまま破壊にいたったものと考えられる。破壊は5点を中心にHp=1.8m時に起り、変形は他のパターンのものに比べはるかに大きかった。

(4) 偏荷重(矩形)

各点に2tのブレードをかけ載荷点以外のジャッキのバルブを閉じて片側半分にHp=1.1mずつ載荷していった。まず、Hp=6.6mで曲げ引張りによるクラック2~3本が載荷側の中央(13点)付近に生じ、Hp=2.2m以降で圧縮によると思われる幅0.2mm以下の微細なクラックが亀甲状に発生した。このクラックは荷重とともに発達しHp=4.0mで大音とともに破壊した。これらの経過やひずみの計測等より初期のクラックは曲げ引張によるものと考えられ、破壊時は圧縮によるものであったと思われる。なお、Hp=4.0mでの軸力はN=430t、曲げモーメントはM=30t・mであった。

(5) P & W (A+P) 荷重

Hp=1.1m刻みで載荷し、Hp=4.2mで突然大きな音とともに破壊した。途中、引張ひずみは発生せず、圧縮ひずみのみ増大した。クラックは、Hp=3.6mで0.1~0.5mmのものが水平方向に発生しているが、破壊時は点12を中心とした縦方向(トンネル軸方向)クラックであった。破壊の形態は圧縮状態でのせん断破壊であると思われる。なお、Hp=4.2mでの軸力はN=500t、曲

げモーメントは $M=15t \cdot m$ であった。

これらの結果よりコンクリート覆工の破壊を次の3つに分類することができる。

①一様荷重、 $P \& W(A+P)$ 荷重の場合は、曲げモーメントに比べ軸力が非常に大きく、引張りひずみを全然発生せず、荷重の増加にともない圧縮ひずみが大きくなって瞬間的に破壊するいわゆる圧縮状態でのせん断破壊によるもの。

②地山側（覆工の外側）への変形を拘束したバラボラ荷重、同偏荷重（矩形）の場合は、荷重の小さいときは曲げ引張りより多少のクラックが発生するが、覆工の変形にともない受働荷重が発生し、（主働+受働）荷重が作用して破壊時には①と同様のせん断破壊となるもの。

③地山側への変形を拘束しない偏荷重（三角形）の場合は、曲げ引張りによりクラックが生じ、荷重とともにその幅と変位が増大して破壊するもの。

一方、覆工の破壊強度は、①の圧縮状態でのせん断によるものが最も大きく、③の曲げによるものが最も弱い。偏荷重あるいは部分荷重が載荷するときの覆工強度は受働荷重の発生の有無に作用され受働荷重が働かない場合は非常に弱いと考えられる。一般に覆工には主働荷重のほかに受働荷重が作用するが、コンクリートの許容引張応力が非常に小さいため、受働荷重の十分な発生以前に覆工の一部で許容引張応力を超え、その後も受働荷重が増加することが多いからである。事実、この試験においても、偏荷重あるいは部分荷重で受働荷重が発生するようにした場合に、低荷重時に試験体の一部分にコンクリートの許容引張力をはるかに超えるひずみが計測されたが、破壊はそれよりはるかに大きい荷重で起きている。また、表-3によればコンクリート覆工の耐力力は鋼アーチ支保工（ $H=200$ 、ピッチ1m）のそれと比べ非常に大きく、コンクリート覆工を鋼アーチ支保工の補助的構造物とする考え方は妥当でない。

表-3 一定ひずみ発生時の荷重高さと最大変位量および破壊時の断面力と耐力力

試験体 No.	覆工厚 (cm)	荷重パターン	区分	破壊時	最大圧縮ひずみ ($\times 10^{-4}$)				最大引張ひずみ ($\times 10^{-4}$)			曲げモーメント ($t \cdot m$)	軸力 (t)	破壊形態	耐力力 (Rp) m	
					500	1000	1500	2000	50	75	100				覆工コン クリート	鋼アーチ 支保工 (H=200)
L-4401	30	一様荷重	H p (円) δ (mm)	46 9.1	22 3.9	40 7.8	— —	— —	— —	— —	— —	5	330	圧縮状態でのせん断	46.0	—
L-4501	30	一様荷重	H p (円) δ (mm)	46 8.4	24 3.7	44 6.4	— —	— —	— —	— —	— —	5	370	"	46.0	—
L-4502	30	中央 1/2 バラボラ形荷重	H p (円) δ (mm)	50.5 (+)	16 5.3	21 9.8	34.5 (+)	42.5 (+)	5 1.7	5 1.7	8 2.5	30	270	せん断	50.5	9.0
L-4503	30	中央 1/2 バラボラ形荷重	H p (円) δ (mm)	50 18.9	16 5.3	26.5 9.8	37 13.7	45 16.2	5 1.6	8 2.5	8 2.5	45	220	"	50.5	9.0
L-4504	30	偏荷重 (三角形)	H p (円) δ (mm)	16 (+)	4 8.4	6.5 13.7	10 (+)	12 (+)	2 1.3	2.5 2.5	2.5 2.5	—	—	曲げ引張	16.0	4.0
L-4505	30	偏荷重 (矩形)	H p (円) δ (mm)	40 32.9	13 4.9	24 11.4	31 15.5	35.5 19.7	6 1.7	7 2.7	10 2.8	30	430	せん断	40.0	—
L-4506	30	P&W(A+P) 荷重	H p (円) δ (mm)	42 14.8	18 7.8	28 6.3	36 11.9	38 12.4	— —	— —	— —	15	500	圧縮状態でのせん断	42.0	7~8.5

Rp: 荷重高さと地山の単位重量 $\gamma = 2.7 t/m^3$ とした

δ : 最大変位量 (トンネル半径方向)

4-2 覆工厚の影響

次に、覆工厚による耐荷力の影響を調べるために、実際によく採用される覆工厚 30～60 cm のもの 5 種類について試験を行なった。載荷した荷重パターンは、Proctor & White の方法によって求まる受働荷重を含めた (A+P) 荷重を原則としたが、覆工厚 37.5 cm および 45 cm のものは載荷装置の能力範囲では破壊させることができなかったため、矩形荷重を載荷し破壊させた。

耐荷力は表-4 の示す通り厚さ 25 cm の覆工 (実物で 33 cm) でゆるみ高さ H_p に換算して 40 m、厚さ 30 cm (実物で 45 cm) で $H_p = 42.5$ m であった。破壊は圧縮せん断破壊によって生じているものと考えられ、試験に用いた荷重パターンの場合はアーチ構造として有効に働いているものと推定される。覆工厚と耐荷力の関係を図-3 に示す。なお、L-4604、L-4605 は他と同一の (A+P) 荷重をかけたが破壊しなかったので明確ではないが、計測したひずみをもとに、破壊した試験体から推定したものである。本試験の範囲内においては、覆工厚と耐荷力の関係はほぼ比例している傾向がみられる。

表-4 試験結果一覧表

試験体 No.	覆工厚 (cm)	実物覆工厚 (cm)	荷重パターン	圧縮強さ (kg/cm^2)	耐荷力 (H_p) m		備 考
					コンクリート 覆	鋼アーチ支保工 (H-200)	
L-4601	25	33	P & W (A+P) 荷重	216	40.0	7～8.5	—
L-4602	30	40	"	237	42.5	7～8.5	—
L-4603	30	40	"	227	34.5	7～8.5	空腔 クラウン厚 22.5 cm
L-4604	37.5	50	偏荷重 (矩形) バルブ開放 (21/1 点)	223	44.0	—	—
L-4605	45	60	偏荷重 (矩形) バルブストップ ①～⑨	196	50.5	—	—

鋼アーチ支保工 (H-200、ピッチ 1 m) の耐荷力 $H_p = 6.5$ m と比較すれば覆工厚 25 cm (実物 33 cm) でも約 4 倍の耐荷力を示している。

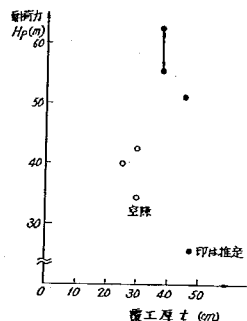
アーチクラウン部に空腔があると、試験結果から明らかなように耐荷力は低下する。その程度は試験例が一例しかないため、一概に言えないがこの試験では約 17% 耐荷力が低下した。また、力学的にも特性が変化する様子がうかがわれる。

表-5 は一定ひずみ発生時の荷重高さと最大変位量との関係を示すもので L-4603 を除いて引張りひずみは発生していない。図-4 はゆるみ高さとひずみとの関係を示したもので、ひずみが 1000 μ 程度から降伏しはじめ、2000 μ 程度になると破壊に至るまでの半径方向の変位は十数 mm 程度であり、変位量は非常に小さい。

以上の結果を要約すれば次の通りである。

(1) 無筋コンクリート覆工は鋼アーチ支保工と比較すればかなり

大きな耐荷力が期待でき、鋼アーチ支保工の補助的構造物とする 図-3 覆工厚と耐荷力の関係



考え方は妥当でない。

表-5 一定ひずみ発生時の荷重高さと最大変位量

試験体 No.	覆工厚 (cm)	荷重 パターン	区分	破壊 時	最大圧縮ひずみ ($\times 10^{-6}$)				最大引張りひずみ ($\times 10^{-6}$)			破壊直前の 最大ひずみ ($\times 10^{-6}$)	圧縮強さ (kg/cm ²)		白粉強さ (kg/cm ²)	弾性係数 ($\times 10^5$)
					500	1000	1500	2000	50	75	100		テスト ピース	コア	テスト ピース	テスト ピース
L-4601	25	P&W(A+P) 荷重	H p (円) δ (mm)	400 15.19	160 5.82	265 9.76	345 14.92	—	—	—	—	1970	216	156	28	0.84~1.51
L-4602	30	"	H p (円) δ (mm)	425 13.53	160 5.96	290 9.62	370 13.53	425	—	—	—	2470	237	139	31	1.28~1.90
L-4603	30 クラウン225	"	H p (円) δ (mm)	345 16.58	105 6.23	265 12.88	290 13.54	345 16.58	105 6.23	—	—	2060 675	227	194	31	0.77~1.17
L-4604	37.5	"	H p (円) δ (mm)	*400 11.98	210 9.43	370 11.14	—	—	—	—	—	1170	223	176	34	0.70~1.19
L-4605	45	"	H p (円) δ (mm)	*400 11.03	320 8.58	370 10.03	—	—	—	—	—	1250	196	142	28	0.75~1.24

H p : 荷重高さ
δ : 最大変位量 (トンネル半径方向)
*は (A+P) 荷重で破壊に至らず、H p = 400 mm の場合

(2) 荷重パターンの相異により破壊の形態は曲げによるものと圧縮状態でのせん断力によるものとに大別できるが破壊荷重は後者の方がはるかに大きい。受働荷重が発生する場合は、発生しない場合と比較して、その耐荷力は前者がかなり大きい。

(3) 覆工厚と耐荷力は本試験の範囲内ではだいたい比例している傾向がみられる。

(4) アーチクラウン部に空隙があるものは耐荷力が低下し、力学的にも特性が変化する。

5 あとがき

今回の試験において、コンクリート覆工の耐荷力の概要を明らかにすることができた。しかし、覆工厚の影響をみるためには試験数が少く、十分な結果を得ることができなかった。また、耐荷力が非常に大きいため、模型の縮尺を小さくして、多くの試験を行なう必要がある。また、今後、覆工厚、アーチ部空隙の影響の他、支保工との共同作用、支承条件の影響等についても試験を行なう予定である。

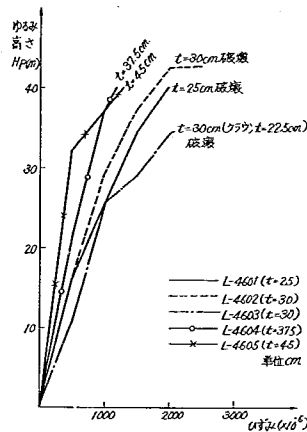


図-4 ゆるみ高さと最大ひずみの関係

参考文献

- 1) 今田 徹：洞アーチ支保工の力学的特性 土木技術資料 第11巻9号(昭和44年9月)
- 2) 立石俊一、荻子真之：トンネル覆工の耐荷力 土木技術資料 第13巻7号(昭和46年7月)

6. 交通事故にどう対処したらよいか——その要因の分析とアプローチ——

道路部交通安全研究室長 木 倉 正 美

まえがき

交通事故による死傷者の数は、近年の自動車交通の急激な発展に伴って年々増加の一途をたどっており、深刻な社会問題の一つと化している。過去10年間の交通事故の犠牲者をみると、死者で約14万人、負傷者で約580万人の多くにわたっており、過去10年間に国民の約17人に1人は交通事故による被害をうけたことになる。昭和46年中の全国の交通事故による死者は、16,278人で、史上最高を記録した45年にくらべて、ほぼ500人の減少をみたとはいえ、なお関東周辺県や、東北、南九州等の地方各県では顕著な増加の傾向を示しており、樂觀を許さない情勢にある。

このような悲惨な交通事故を防止するために、政府をはじめ種々の機関がキャンペーンを展開し、またそれぞれの立場で事故軽減のための研究を続けている。わが建設省土木研究所においても、昭和45年度に交通安全研究室が設定され、道路管理者の立場からの研究が始められている。

ここでは、現在当研究室で考えている事故対策としての、交通事故の解析や対処のし方、事故要因の分析方法やアプローチのし方について、定性的な記述ながら述べてみたいと思う。このような模索を通じて、道路管理者の立場から何をするのが最も効果的かをいずれ発見することができ、研究の方向も定まるのではないかと考えているからである。

1. 交通事故の原因の多様性

交通事故の原因は多くの場合単独ではなく、人（運転者）、自動車、道路、環境の4つに起因する種々の原因が複雑にからみ合って生ずるものである。外国におけるある調査例によると、179の事故のうち2つだけが完全に単独原因によるもので、残る177は2～7の原因が重なったものと報告されているほどである。

しかしながら、最も多くの原因が運転者にあることもまた明らかであり、ドライバーの視認性(perception)、決定(decision)、行動(action)とそれに関わる判断の遅れや誤りが、最も事故につながっているものであることは少し事故を解析してみればすぐわかることである。

ドライバーが事故の最大原因であることを暗示する調査例としては、いくつかのものを挙げることができる。米国のNational Safety Councilは、1965のタンパイクの事故のうちドライバーに起因するものは75%以上であるが、車に起因するものはただの11%であると報告している。また、イスラエルにおけるある調査例では、事故の原因の90%は運転者の不注意、判断遅れ、無謀運転等人的要因に帰せられるとしている。

このような点から、事故の原因は非常に多様であるとはいいながら、まずドライバーに焦点を合わせてその原因を探るのが、最も自然で望ましい方法であるといえることができる。

2. 道路を原因とする事故の把握と危険区間の発見

道路の事故が完全に人の錯角や不注意により起るものとすれば、起る時間的なバラツキや場所的なバラツキは、完全な確率の現象にしたがって、偶発性のみに左右されて起る筈である。すなわち、その場合の基本的な仮定は、「交通事故はランダムにしかも独立に生じ、その分布は確立分布にしたがう」となる筈である。これをもう少し具体的に示すと、「交通事故は走行台・軒にしたがった偶発性に準じて発生し、その確率は、各走行台・軒について同じであり、しかも走行台・軒は統計的に独立している」ということになる。数式で示すと、その発生確率 $P(x)$ は、近似的に

$$P(x) = \frac{(mp)^x}{x!} e^{-(mp)} \dots\dots\dots (1)$$

なる母平均 mp のポアソン分布で表わすことができる。ここに m は走行台・軒を意味し、

$P(x) = m$ 走行台・軒で交通事故が x 件発生する確率

$P = 1$ 走行台・軒当たり交通事故が発生する確率

しかしながら、現実の事故の発生は、必ずしも完全にこのような確率現象にしたがう訳ではなく、ある長年月（例えば3年とか5年）をとって比較しても、ある特定の場所に集中して発生していることは、われわれのよく経験するところである。このことは、人的要因以外の道路構造等、外的環境要因が介入していることを示す証拠であって、ここに道路側の事故原因を解明する必要が生ずるのである。

さて、過去において交通事故の危険性や交通事故多発の傾向にある場所を見いだす方法としては、種々の指標が提案され、利用されてきたが、いっそう厳密には、より理論的な根拠にもとづいて判定されねばならない。このような判定の一手法としては、北大の板倉忠三氏らが提案している方法がある。これは(1)式を発展させて、偶発生によって起る事故率の上下限を定め、事故がその範囲内で変動する限りは特に事故発生に影響する要因は存在しないと判定するが、事故率が変動の上限値を越える場合は、何らかの危険な要因が存在するものと判定するものである。

すなわち、(1)式において、母平均 mp の代りに資料の平均事故率 λ をとると

$$P(x) = \frac{\lambda^x}{x!} e^{-\lambda} \dots\dots\dots (2)$$

で与えられるが、この(2)式を正規分布に近似させることによりポアソン分布の信頼限界を求め、そうすることにより、信頼度を $(1 - \alpha)$ として次式のような事故率の上限値 (Upper Control Limit = UCL) を求めるのである。

$$UCL = \lambda + \frac{W^2}{4m} + W \sqrt{\frac{\lambda}{m} + \frac{3}{8m^2}} \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 λ = 平均事故率、 W = 危険率 α に対する標準正規分布の値、 m = 走行台・軒である。この(3)式とある区間の事故率 λ_i とを比較することにより、 λ_i が(3)式の限界を越えていれば、全体の平均に対して異常と認められる——事故発生をうながす何らかの要因が存在する——と判定する訳である。

このような手法により事故に影響する外的要因を摘出できるとともに、どの区間から改良を加えた

らよいかの道路投資の優先順位を決めることができる。

3. 事故発生メカニズム

現実の交通事故の多くは、このように、道路交通を違反した運転者の行為のみならず、運転技術の未熟、道路構造の欠陥、交通環境の不適切、車両構造の不備などの各種の原因がたまたまその時点において競合した結果生ずるものであるということが出来る。

今、われわれに最も関係の深い、道路構造を含めた交通環境との対比において自動車走行のメカニズムを表現すると図-1のようになる。

運転者は走行環境に関する情報を目、耳、あるいはその他の感覚で受け、これを判断して意志決定を行ない行動を起こすか、その行動をコントロールする。走行に関する情報としては、道路の幾何構造、路面等道路本体に関する情報、信号、標識等交通運用上必要な各種の施設からの情報や、他の走行車両、歩行者のような道路の利用者に係る情報等があり、これらは主として目から入る情報である。また、ラジオによる道路情報のように耳から入る情報もある。このほか、路面の凹凸や曲線の大小のように、左右上下方向の加速度として運転者の体で感じるといった情報もある。

運転者はこれらの情報を判断して行動することになるが、交通事故はこのサイクルが正常に作動しない時に起る。たと

えば、不完全な情報が入ったり、運転者がいねむりをしている場合などは情報が全然入ってこなかったり、または、正しい情報が入ってきても何らかの理由で判断を誤る等々によって事故が起ることになる。また、路面のすべりや突風などは、予告なしに運転者に入力されるという点で情報とは呼び得ない性質のものである。それらは一般に予告なしに運転者を襲い、運転者は判断、決定、行動の時間等余裕がなく車をコントロールし得なくて事故に結びつく率が非常に高くなる。このように、運転者の判断に起因して事故が起るということに関しては、イスラエル工科大学のA・ベラニオは次のように述べている。「道路、自動車ならびに環境は受働的要素である。それ自体は事故を生じない。事故は人間による法の侵犯、過失および適正な判断の欠除によってのみ発生しうる。」したがって、事故の減少を図るためには、この運転者の判断を狂わせる諸々の要因を除去し、また判断のための十分な時間的余裕がとれるような諸策を講じてやらねばならない。

このように自動車走行のメカニズムを解明してみると、1節で述べたようにやはり事故発生の中心

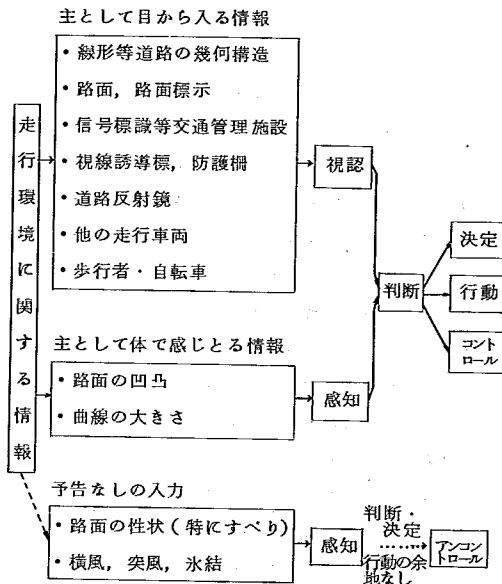


図-1 自動車走行のメカニズム

は運転者に求められるべきであり、道路構造や交通管理施設ならびにその他の外的環境は、運転者に
いかに適正な判断をさせるかという側面からのみ安全に関与するものであることが知れるのである。

4. 安全対策の基本方針

ここでは、このような自動車走行のメカニズムを踏まえて、道路管理者の立場から何が求められる
か、安全対策の基本的な方針としてどのようなものがあるかについて考えてみよう。

- (1)交通流の分離………図-1に示した走行環境の情報のうち、まず他の走行車両、歩行者、自転
車等の道路の利用者については、これを方向別、種類別にできるだけ分離していく方法が望まし
い。分離することによってお互の衝突の危険を大幅に減ずることができるし、たとえ、お互の進
入を完全には阻止できない分離であっても、交通流を整理でき、道路の効率的な運用を図ること
ができる。また、運転者や歩行者に心理的な安心感を与えるという効果もある。横断歩道橋や歩
道、中央分離帯や各種のレーンマークなどは、このような意味の安全施設であるといえる。
- (2)明確な情報の提供………耳から入る情報、目から入る情報を問わず、正しい情報の予知は事故軽
減に大いに役立つものである。道路本体としては、錯覚の生じないような線形の設定が必要であ
り、道路の付属施設としては、適切な信号、標識、レーンマーク、デリネーター、照明等といっ
た安全施設の設定が望まれる。
- (3)予告なしの入力への対応………路面のすべりや横風、突風などは事故の原因として大きいファク
ターを占めるものと考えられるが、このような要因は、予告なしに入力されるものであるので、
運転者の対応はきわめて困難となる。したがって、このような要因は、視覚によって入る情報に
変えるか（例えば「滑りやすい」といった標識、横風を示す「吹流し」など）、道路を管理する
側で常に良好な路面に保つなどの対応が必要である。東京都における交差点事故の対策として、
すべり止め舗装を施行したら、約80％事故が減少したという報告などは、予告なしの入力要因
への対応策が、事故減少にいかにも有効に働くものであるかを示す一つの証左であろう。

(4)事後安全の確保………どんなに万全の対策

を行なっても、やはり不幸にして事故の起
ることは避けられない。そのような場合、
これをできるだけ軽減してやることが大切
である。これまで述べた交通流の分離、道
路構造の改良、情報施設の完備等は、「予
防安全」とも呼ばれる事故の発生を未然に
予防しようとするタイプの対策であるに対し、
防護柵や救急医療体制の整備、安全車や保
安設備といった事故当時の被害をできる
だけ軽減させ、2次災害をできるだけ予防
しようとする「事後安全」とでも呼ぶべき
対策が一方に存在する。多種多様な人間、

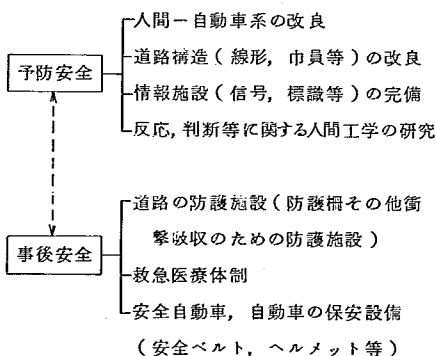


図-2 安全対策の内容

各種の車両が大きなエネルギーを持って、自由意志により同一平面で行動しているかぎり、衝突を完全になくすことは困難であり、後者の対策についても積極的に推進していくことが必要であろう。

5. 事故に関与する主要因の抽出

以上、直観的、経験的に考えられる安全対策のいくつかを挙げたけれども、真に科学的な裏づけを求めるためには、もつと統計的な手法によらねばならない。米国における道路交通安全の調査としては、自動車安全財団の手による「交通制御と道路要素——道路の安全性とそれらの関係」という有名な出版物(1963年版)がある。最近出版されたその改訂版の第12章、線形の項の最後に、「近い将来において線形設計法の発展を約束する二種の大きな研究方法がある。一つは多変量統計解析技法を適用して、安全性と関係のある重要な変数を確認する方法で、もう一つは人間工学を取り入れた設計原理を普及させることである。この二つの分野での研究と開発は、安全設計における最も重要な発見を約束する能力を提供することであろう。」と記述されている。

この二つの手法は、線形設計のみならず、安全設計全体に適用しうる方法ではないかと思う。このうち後者については、これまで述べた事故解析のためにはまず運転者に焦点を合わせるという観点に統括されるものとする。ここでは、前者の多変量統計解析技法について若干触れてみたい。

多変量解析法とは、「互いに相関のある多変量(多種類の特性値)のデータのもつ特徴を要約し、かつ所与の目的に応じて総合するための手法である。」といふことができ、(1)総合特性値を求めるための手法と、(2)予測に用いるための手法、とに大分類することができる。前者には、主成分分析法と正準相関分析法があり、後者には、重回帰分析法、判別関数法、因子分析法などがある。このうち主成分分析法は、事故要因の分析に最も適するのではないかと考えられる。

さて、主成分分析法とは「 P 個の特性質(P 変量)のもつ情報を、その情報のロスを最小にして、 P よりは少ない m 個の総合特性値(m 個の主成分)に要約する手法である」といふことができる。事故の要因としては、多くのものがあると例を挙げて前に述べたが、事故をそれらすべてで説明しようとするとは複雑になって混乱してしまう。したがって、いくつかの情報のロスがあっても、例えば、事故の90%までは、5つの主要な要因(第1要因が最も大きく、以下第5まで順次小さくなる)で説明されるものとするれば、その対策はずーっと簡単になり、事故に対する各要因の関与率が順位づけられていることにより、一番効果的な対策や安全施設等投資の順位づけも行なえる筈である。しかし、そのためには、事故と本当に関係のある正確な事故データを収集できることが、絶対の前提条件であることはいふまでもない。そして、事故データの場合、この前提条件をまず満足することが、実は最もむづかしい困難な業務であることもまた事実である。

あとがき

事故対策としての解析手法とそのアプローチについて略述したが、このような考え方は、単に事故解析のみならず、他の分野についても応用できるのではないかと考える。大方の参考になったら幸いである。現在、当研究室は、このような手法にもとづいて具体的な解析作業に着手しており、いずれデータを掲げた研究成果を示すことができるものと期待している。

7. 盛土の締固めと圧縮沈下

施工研究室 田 中 俊 彦

1. まえがき

最近の土工、特に盛土工事においては盛土材料の選択が自由にないことや工期が限定されていることのために、圧縮性の高い粘性土（例えば関東ロームのような高含水比の粘性土）を用いて急速施工がなされる場合が多い。このような盛土では盛土竣工後も落ち着くまでにかなりの圧縮沈下、不等沈下等を生じ、道路盛土では路面に悪影響を及ぼし、年々増加の途をたどる交通荷重とも相伴って問題になっている。これらの沈下、不等沈下の被害を少なくすることは道路盛土では特に締固めの大きな目的の一つに取り上げられている¹⁾。

従来からの締固めの規定は道路盛土の場合、飽和度または空気間ゲキ率などによる密度比較法が最も一般的な規定として広く用いられている。これは含水比が自然状態のまま、最も安定した状態の土を作ることを目標とした考え方である。しかしながら、このような状態では含水比が高い場合ほど、わずかな締固めのエネルギーで目標の飽和度が得られてしまう。また含水比が低い場合には相当弱い状態でも規定に合格することになるので、盛土の安定と施工に必要な強度が得られているかどうか不安が残ることになる。

道路盛土など盛土材料に要求される性質は盛土高、盛土の形状、使用場所、施工法などによって変わってくる。しかし定性的には、①施工機械のトラフィカビリティーが確保できること。②盛土のノリ面の安定に必要なセン断強さを有すること、③盛土の自重による盛土自体の圧縮沈下が完成後の路面等に悪影響を及ぼさないこと、などが要求されている。関東ロームによる施工経験によればトラフィカビリティーの面から湿地ブルドーザーによる高まき施工がかるうじて出来る程度でも、盛土高5～10m程度の盛土まではあまり安定上の問題は起っていないと報告されている²⁾³⁾。したがって一般的にはトラフィカビリティー確保の条件を満足するものは安定上の条件をも満足するものと考えてよいだろう。しかし圧縮沈下の問題は現在のところでは、研究の途上にありまだはっきりしたことはわかっていない。そしてその圧縮沈下の問題は盛土材料として要求される最低限の性質を決める条件に数えられている⁴⁾。

盛土の沈下の実態については、試験盛土による観測や道路盛土の実測が報告されているが、盛土体の自重等による沈下はその大部分が施工中において生ずるものであり、盛土竣工後の沈下量は前者に比べるとかなり少ないが、実測によると盛土竣工後2年間で盛土高1m程度に達する場合は報告されている。表-1に各地の盛土の圧縮沈下率の要約したものを示す³⁾。この圧縮沈下量を支配している主要素には土質、含水比はもとより、締固めの程度、盛土高、施工速度などが考えられるが、盛土材料が定められた条件のもとでは、盛土高に対応する締固めと施工速度が問題となる。この盛土体の圧縮沈下の状況を調査するため、当研究室は千葉支所内に実物大の盛土を築造し主として圧縮沈下現象を観測した。そしてその結果と、室内試験的に考察した結果とを対比させて盛土の圧縮沈下現象

を明らかにし、沈下の側からみた盛土の締固めに関する一設計指針を得ようと試みた。

表-1 各地の盛土の圧縮沈下率の要約

盛土番号	盛土名	土質	盛土高	沈下板間隔	施工中の 圧縮沈下率	竣工後の 圧縮沈下率	施工速度	竣工後の 観測期間	備考
1	A 盛土	関東ローム (MH)	4.5 m	3.0 m	0.9 %	1.0 %	1.5 か月	21 か月	
2	B 盛土	"	4.5 m	3.0 m	0.7 %	0.24 %	1.5 か月	21 か月	
3	C 盛土	粘土 (CH, MH)	5.2 m	4.6 m	2.2 %	1.3 %	1 か月	21 か月	
4	鳥井峠	砂土ローム (SM)	10.5 m	9.6 m	2.9 %	0.4 %	1 か月	14 か月	
5	小寒沢	関東ローム (MH)	26.5 m	22.8 m	4.5 %	0.1 %	14 か月	4 か月	
6	大鶴	"	23.0 m	21.0 m	3.3 %	0.5 %	12 か月	12 か月	
7	愛鷹	愛鷹ローム	18.0 m	15.0 m	4.7 %	1.1 %	5 か月	24 か月	
8	北川盛土	関東ローム	12.0 m			0.5 %	4 か月	2 か月	
9	厚木	"	8.5 m	8.0 m		0.9 %	2.5 か月	7 か月	

2. 試験盛土 3)

盛土の自重による沈下現象を調査するために土質や施工法の異なった三種類の試験盛土を築造し、盛土の挙動を圧縮沈下を中心に長期間観測した。これらの盛土は締固め度の異なるA, B盛土および土質の異なるC盛土の三種でその全景を写真-1に示す。

使用した盛土材料は国道16号線沿いの千葉県八千代町島田地区のもので、関東地方に広く分布し、「関東ローム」と称せられている火山灰質粘性土でその一般的性質は表-2に示されているものである。

調査した内容としては、以下のものである。

(a)盛土の圧縮沈下と締固め施工法との関連として、盛土体の自重による圧縮沈下および圧縮沈下量の平面的な分布。

(b)盛土内部の強度の経時変化

(c)盛土内部の密度含水比の分布とその

経時変化

(d)施工管理データの収集

(e)その他(試験転圧、土量変化率)などである。

(a)については自重による圧縮沈下の状況を施工中から施工完了後一定の期間まで観測するために連続式沈下計を



写真-1 試験盛土全景

表-2 使用した土の性質

	A, B 盛土	C 盛土
統一分類法による分類	MH	CH・MH
上粒子比重	2.6 ~ 2.7	2.7
液性限界	140 ~ 180 %	60 ~ 80 %
塑性限界	70 ~ 100 %	29 ~ 43 %
塑性指数	50 ~ 90 %	29 ~ 50 %
自然含水比	110 ~ 130 %	31 ~ 109 %
土取地山の密度	1.2 ~ 1.3 g/cm ³	1.3 ~ 1.8
土取地山の一軸強度	0.8 ~ 1.4 kg/cm ²	0.7 ~ 1.1
土取地山のコン指数	7 ~ 13	11 ~ 19

表-3 施工法

	A 盛土	B 盛土	C 盛土
締固め目標	飽和度 80 %	飽和度 90 %	
施工含水比	自然含水比	自然含水比	自然含水比
1層のき出し厚さ	50 cm	35 cm	
転圧機械	湿地ブルドーザ (9 t 級) による敷きならし程度	ブルドーザ (10 t 級) と被牽引式タイヤローラ (空気圧 7 kg/cm ² 荷重 5.9 t)	湿地ブルドーザ (9 t 級) による敷きならし程度
転圧回数	敷きならし 2 回ぐらい	4 ~ 6 回	敷きならし 2 回ぐらい

主力に、沈下板、コバルト針、フレキ

表-4 施工結果

シブルパイプ等を設置した。また圧縮
沈下の過程において間ゲキ水圧の発生
を予想して間ゲキ水圧計も設置した。

(b)については、盛土内部が強度的に
どのような経時変化を示すかを調査す
るために、土取場、施工中の盛土、完
成後一定期間経過後の盛土についてコ

ーン貫入試験、一軸圧縮試験、三軸圧
縮試験等を実施した。

(c)については、水平方向および鉛直
方向にアルミニウムパイプを設置し、このパイ
プを介してラジオアイソトープを利用したガン
マ線密度計および中性子水分計を用いて、盛土
内部の密度と含水比を調査した。ただし、水平
方向パイプは施工中に、鉛直方向パイプは盛土
完成後に実施した。

(d)については、これら盛土の施工管理上なら
びに盛土の挙動を解析するうえにおいて、必要
になると考えられる種々の試験すなわち、施工
管理データ（密度、含水比、コーン指数等）の
収集、盛土材料に関する試験を実施した。

(e)については、盛土の施工上必然的に生じる
問題で、試験転圧、土量変化率の測定を行なっ
た。

盛土の施工にあたり締固めの管理を飽和度で
行ない、その目標をA盛土では80%、B盛土
では90%とした。C盛土は粘土に近い材料で
あり施工機械のトラフィカビリティの面から湿
地ブルドーザー（9t）による高まき施工が可
なりじてできる程度であったので施工性という

ことを重視し、あえて目標は定めなかった。これらA、B、Cの各盛土の施工法は表-3に示すと
おりであり、施工の結果得られた状況は表-4に示されている。

	A 盛土	B 盛土	C 盛土
飽和度	84%	90%	96%
空気間けき率	1.3%	8%	2.2%
湿潤密度	1.23 g/cm ³	1.30 g/cm ³	1.60 g/cm ³
乾燥密度	0.56 g/cm ³	0.60 g/cm ³	1.00 g/cm ³
含水比	118%	116%	60%
コーン指数	7~8 kg/cm ²	9~10 kg/cm ²	2~4 kg/cm ²
一軸圧縮強度	0.4~0.9 kg/cm ² (平均0.6)	0.8~1.4 kg/cm ² (平均0.8)	0.2~0.32 kg/cm ² (平均0.27)
先行荷重	2.67 kg/cm ²	2.84	0.73
圧縮指数	0.97	0.90	0.39

〔注〕飽和度、空気量、湿潤密度、含水比の値は各層約40m²当り1点の割合で試験を行なったものの平均値。A盛土の試験数は96個、B盛土は84個、C盛土は148個である。
コーン指数は各層約6m²当り1点の割合で試験を行なったものの平均値。A盛土の試験数は492個、B盛土で650個、C盛土で650個。

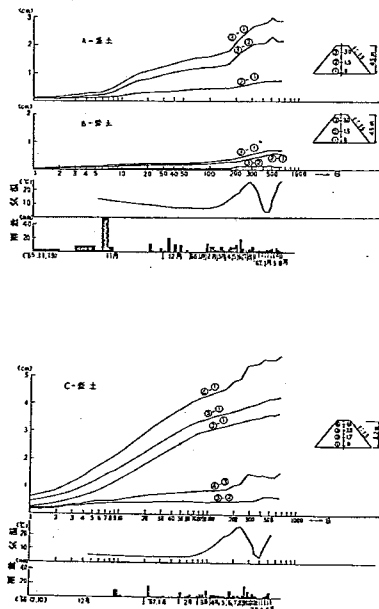


図-3 竣工後の圧縮量

3. 試験盛土の沈下の実績と考察

3-1 盛土の自重による圧縮沈下

施工中および完成後、21ヶ月間にわたって観測した圧縮沈下の観測結果の要約を表-5に示す。また盛土完成後の圧縮沈下の経時変化を図-1、図-2に示す。これらの結果から次のことがいえよう。

(i) 施工中の圧縮沈下量と竣工後のそれとについてみると、A、C盛土のようにゆるく締固めた盛土では施工中の圧縮沈下量も大きい、竣工後のそれはさらに大きくなっている。逆にB盛土のように比較的よく締固めれば施工後の圧縮沈下量はA、C盛土のようにゆるく締固めたものと比較してより小さな値を示している。こ

のように圧縮沈下量は盛土の締固め程度によって左右されている。

(ii) 三つの各盛土とも21ヶ月にわたる観測で竣工後の圧縮沈下量は大体終了したとみることができ。その沈下量はA、B、C盛土でそれぞれ3.0cm(1.0%)、0.7cm(0.24%)、5.8cm(1.3%)でありこれら終了値の90%に達する時間は各盛土とも大体10ヶ月程度であった。なお上記の沈下量はA、B盛土の沈下板③～①の3m区間、C盛土の沈下板④～①の4.6m区間である。

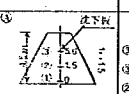
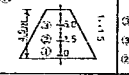
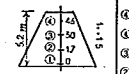
(iii) 盛土竣工後の圧縮沈下はほぼ時間の対数と直線関係にあるとみることが出来る。A盛土で200日経過の時点の沈下曲線に変曲点(沈下板③～②間)がみられたが、ちょうどこの時期が雨期に当たっているためその影響が多少生じたものと考えられる。

(iv) 各層の圧縮沈下量は施工中においても竣工後においても上載荷重(盛土自重)に比例しているともてよいだろう。C盛土において圧縮沈下の大部分が最下層(沈下板②～①間)においても生じている。これはこの層に作用する垂直荷重が、この層における先行圧縮応力に近い、塑性的沈下領域にはいっている理由によるものと考えられる。

また配置された連続式沈下計から竣工後の圧縮沈下量の平均的な分布を調べたが、天端における沈下の平均的なばらつきはほとんどみられなかった。路面下部分とノリ面下部分の圧縮沈下量には差があり、ノリ面下の部分の圧縮沈下量は路面下部分のそれに比して小さい。これは垂直応力の違いによるものと考えられる。なおA、B盛土においてはフレキシブルパイプや沈下板、また盛土竣工直後に設置した表面沈下計等によって不等沈下の測定は試みたが、盛土自体の絶対沈下量が小さかったため、これら測定手段の測定精度では不等沈下量の検出は行えなかった。盛土体内における間引き水圧の発生は観測の上からは認められなかった。強度の測定は主として一軸圧縮強度により行ない、他に補助手段としてコーン支持力、三軸圧縮試験、一面せん断試験などを行なった。測定値にばらつきがみられたが、これらの結果から次のことがわかった。

施工中はブルドーザーなどの転圧機械によるこねかえしの影響によって、強度は地山における値よりも低下しA、B盛土とも同じ値を示していた。しかし時間の経過とともによく締固めたB盛土では強度増加がみられ、土取地山強度近くまで回復していることがわかった。逆にゆるく締固めたA、C

表-5 A、B、C盛土の圧縮沈下量の要約

	N	(U) 路 工 中	(F) 竣 工 後	全 沈 下 量	F/U
①		cm(%)	cm(%)	cm(%)	
	③～①	21(0.7)	5.0(1.0)	5.1(1.7)	1.4
	③～②	12(0.8)	0.7(0.5)	1.9(1.3)	0.6
	②～①	1.6(1.1)	2.5(1.5)	3.9(2.6)	1.4
②					
	③～①	1.5(0.4)	0.7(0.24)	2.0(0.7)	0.6
	③～②	0.7(0.5)	0.15(0.1)	0.9(0.6)	0.2
	②～①	1.5(0.9)	0.6(0.4)	1.9(1.3)	0.4
③					
	③～①	5.0(0.66)	5.8(1.3)	8.8(1.9)	1.9
	③～②	1.4(0.8)	1.5(1.0)	2.9(1.8)	1.1
	②～①	4.7(3.7)	0.7(0.5)	5.4(4.2)	0.15
	②～③	5.1(3.0)	3.7(2.2)	8.8(5.2)	0.7

①

盛土では強度の回復はほとんどないが、あってもわずかであった。また盛土の上層部分と下層部分における強度の違いは特にみられなかった。

4. 室内実験による土の圧縮特性

盛土の圧縮沈下量を検討するに当たり、盛土材料の圧縮沈下特性の把握が必要となる。ところで対象として考えられるような盛土の土はすべて不飽和土であり、応力に対して粘弾塑性的な変形を行なう。これら不飽和状態の粘性土の圧縮特性を調べるために静的に締固めた試料の大型圧縮試験（直径30cm、高さ3.75cm）を行なった。試験の条件として土質、含水比、試料成形荷重、載荷荷重を変化させ短期間載荷除荷、長期間載荷の試験を行ない、これから土の応力-ひずみ-時間の関係、粘弾性的沈下と塑性的沈下の境界条件など土の圧縮特性の検討を行なった。

供試体の大きさは、次のように決めた。実際の盛土の圧縮現象を室内実験で再現できるようにするため、モールドの径は大きい方が有利であるが、取扱い、経済性の面から最大径30cmとした。また、圧密試験（JIS1217）の圧密リングを用いた場合、側面摩擦により24時間載荷後の平均有効圧密応力は加えた圧密応力の大きさの75～90%程度になることが知られている。それ故に、この側面摩擦の影響をできるだけ少なくする（10%以内）ため、圧密試験における側面摩擦に関する研究⁸⁾（海底粘土を対象としたもの）を持参してモールドの高さを決定した。

これらの土の圧縮試験の結果次のような結果を得ている⁵⁾すなわち静的に試料圧縮成形しその時の成形応力をPとする。その試料に載荷応力 σ を作用させた場合 σ がPを上廻らない範囲では変形は粘弾性的変形となり、上廻れば永久変形が残る塑性的変形となる。

$$\left. \begin{array}{ll} \sigma \leq P & \text{粘弾性的変形} \\ \sigma > P & \text{塑性的変形} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

また載荷時における沈下変形量 ϵ と時間 t との間には次の関係が見出されている。

$$\epsilon = a + b \log t \dots\dots\dots (2)$$

ここに a 、 b は応力などによって定まる定数である。

(2)式における ϵ の値は全歪量であり、荷重載荷の瞬間に σ なる量の歪が生じ時間の経過とともに歪は $b \log t$ なる量で増加していく。これらの関係を図に示したものが図-6である。但しこの場合は $P = 1 \text{ kg/cm}^2$ で成形した自然含水比9.4%の関東ローム試料による試験結果である。またこれは(2)式の関係が成立する載荷後の0.1時間以降について現わしたものである。

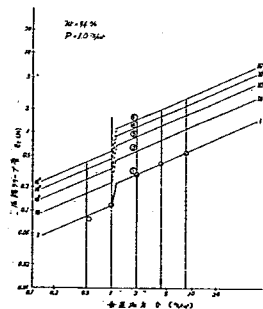
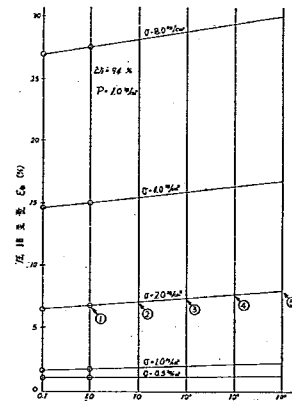


図-7 $\sigma - \epsilon - t$ の関係

そこで $t = 0.1$ 時間を起点として歪量を $\varepsilon_c (\varepsilon_c = b \log t)$

として時間をパラメータとした $\sigma \sim \varepsilon_c$ の関係を求めたのが図-7である。この図からわかるとおり載荷応力 $\sigma = 1 \text{ kg/cm}^2$ 以下である場合には歪 ε_c は小さく、 $\sigma = 1 \text{ kg/cm}^2$ より大きい場合には歪 ε_c は大きくなる。また(2)式において $b \log t$ の値は時間の経過とともに生ずる歪量であり、この値は時間の対数に比例する量である。すなわち盛土の沈下量を考える時は、盛土竣工後初期の段階における沈下速度は竣工後相当な期間の経過

があったのちにおける沈下速度に比べて大きな値を示す。このことはまた施工速度が速い盛土では沈下が大きくなるという理由の一つも考えられる。a, b 定数は応力などの関数であり、実験的に求めることが出来る。土質をかえた多くの圧縮試験からこれらの値は大きさの順に粘土>関東ローム>山砂となり、山砂の場合にはこれら粘性土の $1/3 \sim 1/5$ 程度の値が得られた。

5. 実車試験による先行圧縮応力

静的に圧縮成形した試料の成形応力 P を圧密試験を行なうように試験料に対して荷重を1時間ごとにさせる。荷重増加試験を行なうことにより、逆に見出すことができた⁶⁾、その値を先行圧縮応力 P_0 と定義し、締固めの機械や締固めの転圧回数が土に与える P_0 値を実車試験によって求め、結果を整理したものが図-8である。実車試験に用いた燃料の含水比は $w = 100\%$ 前後であった。(これらに関する詳しい報告書が作成されている⁵⁾⁶⁾⁷⁾。

6. 圧縮沈下量の推定

室内試験から求められた応力 $\sim$ ひずみの関係を用いて沈下量の推定を行なう。ただ室内試験に用いた土の含水比は94%であり、試験盛土の自然含水比の平均は120%

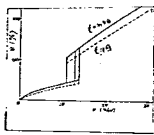


図-10 B盛土の $\sigma \sim t$ 曲線

であり、そのままでははめることはあまり適当でないが、自然状態をはずれると土の性質が大きく変化するのであくまで自然含水比状態の土の性質ということを重視した。沈下量を推定するにあたってA, B盛土の施工時に転圧層に与えた先行圧縮応力値を知らねばならない。

試験盛土の施工時にはこの値は測定されていないが、締固め機械や転

表-5 圧縮降伏応力 P_0 の割りつけ表

A盛土	転 圧 回 数	1	1	2	3	4	5
	$P_0 (\text{kg / cm}^2)$	0.3	0.3	0.9	1.1	1.2	1.3
B盛土	転 圧 回 数	2	3	4	5	6	7
	$P_0 (\text{kg / cm}^2)$	1.1	1.3	1.4	1.4	1.4	1.4
FEM要素(300要素)への割りつけ数		16	104	35	43	17	85
F E M 計 算 用 パ タ ー ン		①	②	③	④	⑤	⑥

圧回数の実車試験による結果などを総合的に判断し、 P_0 値を推定した。また盛土は必ずしも均一に締固められていないので P_0 値は当然ばらついている。そこで昭和41年度建設省が行なった直轄工事の60ヶ所及ぶ作業現場で締固め施工基準調査による図-9

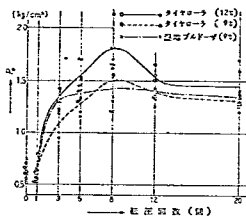


図-8 先行圧縮応力 P_0 と転圧回数

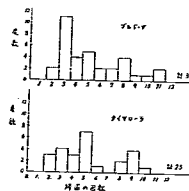


図-9 締固め回数ひん度実態

に示す盛土面に対する転圧回数の実態調査結果を参考にし、試験盛土の施工性との関係としてA盛土（湿地ブルドーザー9 t、平均転圧回数2回）とB盛土（ブルドーザー10 t、タイヤローラ7 t、平均転圧回数4回）に対して P_0 値を表-5のように定めた。これらをもとにして図-6、7の関係から観測期間の $t=1$ 日と $t=21$ ヶ月に対する $\sigma-\epsilon-t$ 曲線はB盛土に対して図-10のようになる。またA盛土についての P_0 値は極めて小さなものであり、図-5の関係の適用範囲（ $P_0=1\sim4\text{ kg/cm}^2$ ）外にあるので、自然含水比120%の試料について別途特性試験（ $P_0=0.4\text{ kg/cm}^2$ 程度）を行ない同様な $\sigma-\epsilon-t$ 曲線群を得た。

これらの関係から有限要素法を用いるにあたり、これら一定応力による一連のクリーブ試験により定められる応力とひずみ面上の等時曲線を利用した材料非線形解析を行ない、沈下板③～①の間の沈下量としてA盛土で2.1 cm、B盛土で0.72 cmを得た。

有限要素法を適用するために生じる要素ならびに数値解析上の誤差は土質の力学的特性の欠乏および実験による誤差に比較して、これを無視してもさしつかえないものと考えてよからう。そしてこれらの計算値は、それぞれの実測値の3.0 cm、0.7 cmに一致しており、先行圧縮応力値 P_0 を含めた土の圧縮特性についての概念を用いる室内圧縮試験からの推定法の妥当性を示しているといえよう。

7 あとがき

圧縮沈下の側から盛土の締固めの評価をするにあたり、土の圧縮試験から得られた先行圧縮応力の考えを導入することによって力学的なアプローチの可能性がみられたといえよう。今後の盛土材料を変えた場合の検討が必要となろう。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：道路土工指針
- 2) 日本道路公団：東名高速道路愛鷹試験盛土工事報告書
- 3) 土木研究所施工研究室：関東ローマを材料とする試験盛土について，土木技術資料第8巻，第9号：第11巻，第8号
- 4) 土質工学会：鉄道，道路の土木設計，土質工学ハンドブック
- 5) 伊勢田，水野：「締固めた土の圧縮性状に関する研究」土木学会論文報告集188
- 6) 土木研究所施工研究室：土の締固めの一表示に関する試験，土研資料683
- 7) 土木研究所施工研究室：盛土の締固めと圧縮沈下，土研資料702
- 8) Akio Nakase "Side Friction in Conventional Consolidation Tests" P1~24 Report of PHTRI, June 1963
- 9) Awter Singh & James K. Mitchell "General Stress - Strain - Time Function for Soils" proc. of A.S.C.E., Vol. 94, SM1, Jan. 1968, P21~46
- 10) 建設省：「土の収れならしおよび締固め積算資料」P.12~24 昭和43年3月 建設省「建設工事積算資料」より
- 11) BISHOP "The strength of as engineering materials" Geot: Vol. 16, No. 2

8. 吊橋主塔の極限耐荷力

橋梁研究室 国 広 哲 男
藤 原 稔
○井 刈 治 久

1. まえがき

橋梁研究室では昭和43年度以来、長大吊橋主塔の設計法に関して調査研究を行なっている。吊橋上部工費のうち主塔の占める工費の割合は中央径管が1500m級の吊橋で3～4割にも達するので、いかにしてもっとも経済的なしかも安全性のある構造を採用するかは、吊橋の設計上重要な問題である。主塔の安全性と経済性を追求してゆくうえでのもっとも重要なポイントは、極限耐荷力を知ることである。極限耐荷力は材料の降伏、残留応力、初期変形等の種々の影響を考慮して求めなければならないが、今回の調査研究では上記影響のうちもっとも大きい要素である材料の降伏を考慮して変断面主塔の弾塑性変形性状とそれによる主塔の極限耐荷力を求めた。

2. 調査目的

変断面主塔の弾塑性変形性状と極限耐荷力を求める手順の確立と、吊橋主塔の安全性を明確化することを目的としている。

3. 調査方法

3.1. 概 要

今回の調査の対象とした主塔は、下端を基礎に固定した構造で、塔頂に作用する鉛直力および水平変位によって軸圧縮力と同時に曲げモーメントが生ずるフレキシブルタワーであり、吊橋の橋軸方向についての静的挙動のみを取り扱い、また、主塔の局所的な板の座屈は生じないものと仮定している。

3.2. 吊橋主塔の塔頂に作用する力と変位

吊橋主塔の塔頂にはケーブルや補剛トラスに作用する荷重による鉛直力と水平変位がケーブルを介して作用し、長大吊橋ではこれらの値は主塔の剛性に関係なく吊橋全体系から定まるものである。

主塔はケーブルの移動に対して抵抗しないものとして、土研吊橋用プログラムSSV-2¹⁾によって塔頂に作用する鉛直力および塔頂水平変位を求めることができる。

3.3. 変断面主塔の弾性解析

変断面主塔の弾性計算を行なうために還元法²⁾ (Reduktions Verfahren)を用いて主塔の断面力、変形量、応力度および座屈塔頂反力を求める電算プログラムを作成してある。

3.4. 部材の降伏が極限耐荷力に与える影響

主塔の各断面には断面力として曲げモーメントとせん断力のほかに軸力も作用するが、これらによって断面の一部が降伏するとその分だけ曲げ剛性が低下する。ある荷重状態における曲げ剛性は力のつり合い条件と変形の適合条件を同時に満足するようにして求めなければならないので、このためには繰返し計算が必要である。この繰返し計算において部材断面内の応力分布をもとにして逐次曲げ剛

性を求めてゆくには、実際の主塔のように複雑な断面を有する場合には非常に労力を要する。しかし、その部材の曲げモーメント、軸力および曲げ率関係を示すいわゆるM- ϕ -P曲線があらかじめ与えられていれば、曲げ剛性は $dM/d\phi$ で与えられるので計算上便利である(図-1参照)。

今回の数値計算においても、実際の断面内の応力分布をもとにして曲げ剛性を求めずに、W, F, Chen³⁾が正方形箱形断面について求めたM- ϕ -P曲線を利用して近似的に曲げ剛性を求めた。

このM- ϕ -P曲線は以下のようにして求めることができる。

まず次のような無次元量を導入する。

$$\left. \begin{aligned} m &= M/M_y \\ p &= P/P_y \\ \phi &= \phi/\phi_y \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(1)$$

ここにM：曲げモーメント

P：軸力

：曲率

$$\left. \begin{aligned} M_y &= \sigma_y S \\ P_y &= \sigma_y A \\ \phi_y &= 2\epsilon_y/h \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(2)$$

ここに S：断面係数

A：断面積

h：断面の高さ

σ_y ：降伏点

ϵ_y ： σ_y に対応するひずみ

m- ϕ -p曲線をつぎのようにおく(図-3

および図-4参照)。

$$\left. \begin{aligned} m &= a\phi & 0 \leq \phi \leq \phi_1 \\ m &= b - \frac{c}{\phi^{1/2}f} & \phi_1 \leq \phi \leq \phi_2 \\ m &= m_{pc} - \frac{1}{\phi^2} & \phi_2 \leq \phi \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(3)$$

ここにa, b, c, fは定数であり、(3)式が点(m_1, ϕ_1), (m_2, ϕ_2)を通るなどの境界条件からそれぞれつぎのように求まる。

$$\left. \begin{aligned} a &= \frac{m_1}{\phi_1} \\ b &= \frac{m_2 - m_1 \left(\frac{\phi_1}{\phi_2}\right)^{1/2}}{1 - \left(\frac{\phi_1}{\phi_2}\right)^{1/2}} \\ c &= \frac{m_2 - m_1}{\frac{1}{\phi_1^{1/2}} - \frac{1}{\phi_2^{1/2}}} \\ f &= (m_{pc} - m_2) \phi_2^2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(4)$$

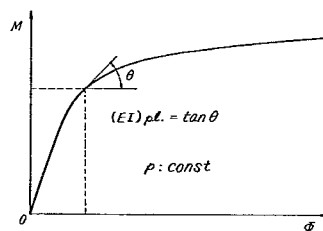


図-1 M- ϕ -P曲線を用いた曲げ剛性の求め方

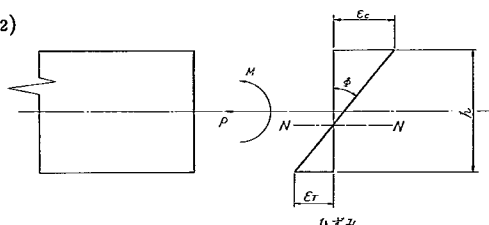


図-2 記号説明図

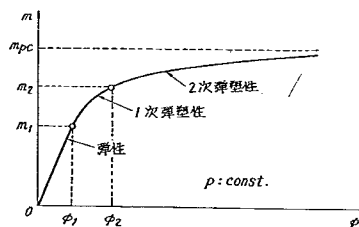


図-3 m- ϕ -p曲線

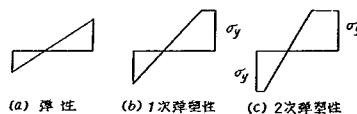


図-4 応力状態

つぎにある断面の弾性域内の曲げ剛性を(EI)
eI. 塑性域内の曲げ剛性を(EI)_{pI}.とにおいて
次式を導入する。

$$e = \frac{(EI)_p I.}{(EI) e I.} \dots \dots \dots (5)$$

(1), (2), (5)式から材料の降伏による曲げ剛性
の低下を示す次式が得られる。

$$e = \frac{dm}{d\phi} \dots \dots \dots (6)$$

したがって(3)式と(6)式から次式が求められる。

$$\left. \begin{aligned} e &= a & 0 \leq \phi \leq \phi_1 \\ e &= \frac{c}{2} \frac{1}{\phi^{1/2}} & \phi_1 \leq \phi \leq \phi_2 \\ e &= 2f \frac{1}{\phi} & \phi_2 \leq \phi \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (7)$$

なお、 m_1 、 ϕ_1 、 m_2 、 ϕ_2 、 m_{pc} は部材の断
面形状などによって異なるが、W.F.Chen は残
留応力のない正方形箱形断面部材に対してこれ
らを p の関数としてつぎのように与えている。

$$\left. \begin{aligned} m_1 &= \phi_1 = 1 - p & (0 \leq p \leq 1) \\ m_2 &= 1 + 0.9p - 3.25p^2 \\ \phi_2 &= \frac{1}{1 + 2.5p + 4.17p^2} & (0 \leq p \leq 0.467) \\ m_{pc} &= 1.20 - 1.60p^2 \\ m_2 &= 1.40(1 - p) \\ \phi_2 &= 2.50(1 - p) & (0.467 \leq p \leq 1) \\ m_{pc} &= 1.51 - 1.31p - 0.2p^2 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (8)$$

図-5、図-6 にそれぞれ $m-\phi-p$ 曲線およ
び $dm/d\phi-\phi-p$ 曲線を示す。なお図-6 の dm
/ $d\phi-\phi-p$ 曲線が不連続となっているのは図-5
に示した $m-\phi-p$ 曲線が点 (m_1 、 ϕ_1) および
点 (m_2 、 ϕ_2) における微係数の連続性を考慮せ
ずに求めてあるためである。次節以降に述べる変
断面主塔の弾塑性解析においても近似的にこの曲
線を用いることにする。

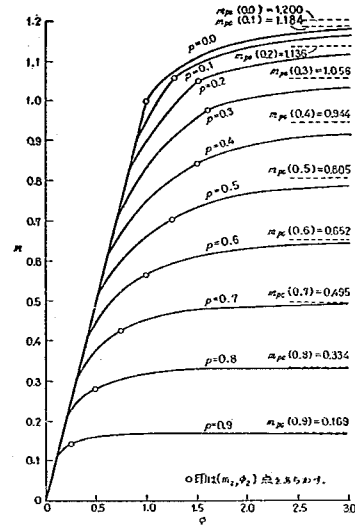


図-5 $m-\phi-p$ 曲線

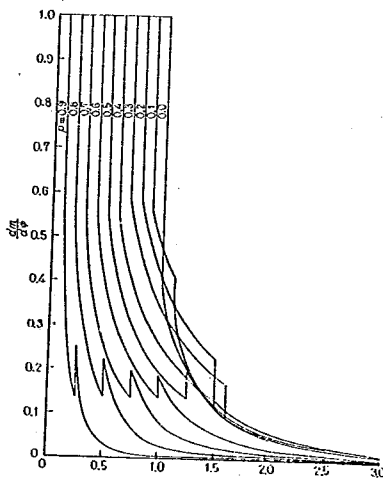


図-6 $dm/d\phi-\phi-p$ 曲線

3.5 変断面主塔の弾塑性計算の手順

変断面主塔の弾塑性計算は 3.3. と同様に還元法による手法を利用してつぎのような順序で行なうことができる。

まず 3.2. により求められた鉛直力 V および水平変位 δ に対して主塔各部の曲げ剛性を仮定し、その仮定された曲げ剛性に対して 3.3 に述べた還元法によって主塔の計算を行ない、水平反力 F 、各断面力、変形量、応力などを求める。これに対応する曲げ剛性を 3.4 で述べた $M-\phi-P$ 曲線を用いて求め、その曲げ剛性とさきに仮定した曲げ剛性が一致していれば与えられた鉛直力 V と水平変位 δ に対する計算を終え、一致していなければ曲げ剛性を仮定しなおして一致するまで同じような計算を繰り返す。この計算のフローチャートを図-7 に示す。

また極限耐力 V_{max} は上記繰返し計算によって求められた曲げ剛性をもつ主塔の座屈鉛直力として求められる。この場合主塔が破壊状態になってしまえば座屈鉛直力は求められないので、塔頂鉛直反力および水平変位を順次増加させていき、各段階における曲げ剛性を求めさらに主塔の座屈鉛直力を求めていき、この交点の鉛直力が極限耐力となる(図-8)。

3.6 数値計算

前述の弾塑性計算の手順にしたがって行なった数値計算⁴⁾⁵⁾の結果を以下に示す。

数値計算の対象とした吊橋の主塔は中央径間長 1500m の 3 径間 2 ヒンジ補剛吊橋(本四概略設計-1967)である。計算ケースは図-9 に示すような載荷状態に対して、表-1 に示すような等分布活荷重に対して行なった。

表-1 計算ケースおよびそれらに対する等分布活荷重の大きさ

ケース	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
q/q_0	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.5	2.0	3	4	5	6	7	8	9	10	20

q_0 : 設計等分布活荷重 (t/m), ($D+L+T$ に対して 2.0 t/m)

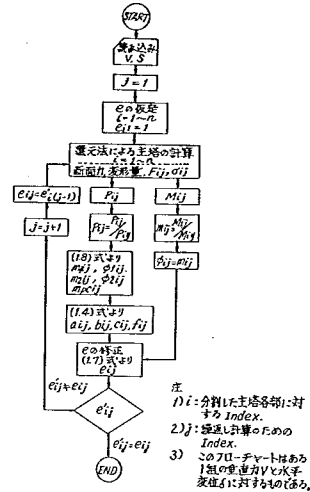


図-7 主塔の弾塑性解析のフローチャート

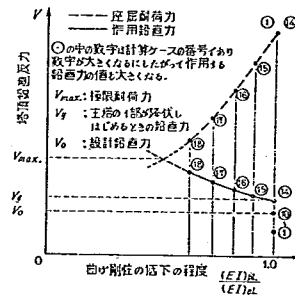


図-8 主塔の極限耐力の求め方



図-9 等分布活荷重 q の載荷状態

また荷重の組合せとして、死荷重(D)と活荷重(L)のみを考慮した。塔頂に作用する鉛直力Vおよび塔頂水平変位 δ の関係は図-10に示すが、計算はプログラムSSV-2によって行なった。

弾性解析によって弾性座屈塔頂鉛直力の値として $V_{cr}=192570t$ が得られた。

ここで行なった数値計算の結果のうち各載荷状態における主塔の曲げ剛性の低下の様子およびたわみ曲線を図-11に、また主塔の極限耐荷力を前節の方法によって図-12に示すようににして求めると $V_{max}=47000t$ という値が得られる。

実際の数値計算は土木研究所千葉支所の電子計算機FACOM 270-30を用いて行なったが、計算ケース19($q/q_0=9$)になると繰返し計算の収束性が悪くなり、計算ケース20($q/q_0=10$)は計算不能であった。

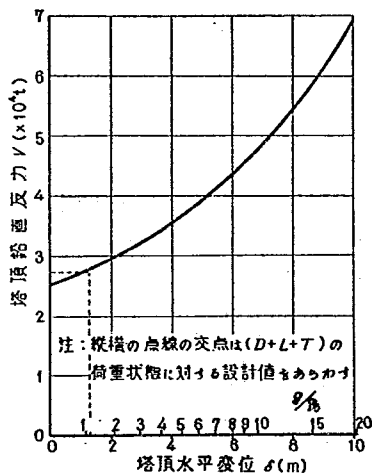


図-10 塔頂鉛直反力と塔頂水平変位の関係

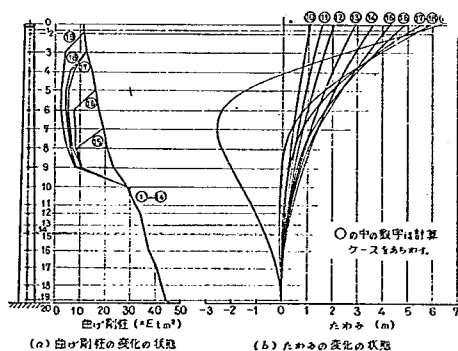


図-11 主塔の弾塑性変形性状

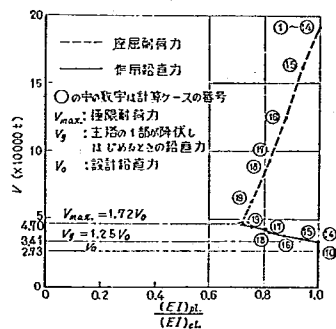


図-12 主塔の極限耐荷力

4. 考 察

本稿では塔頂の水平変位および材料の降伏の影響を考慮して吊橋主塔の弾塑性解析を行ない、実際の主塔の変形性状および極限耐荷力を求めた。

その結果、図-12に示したように死荷重 D および活荷重 L のみを考慮して等分布活荷重 q を増してゆく荷重状態においては、設計鉛直力 $V_0=27300\text{ t}$ に対して降伏鉛直力はその1.25倍の $V_y=34100\text{ t}$ 、極限鉛直力は同じく1.72倍の $V_{\max}=47000\text{ t}$ という予想されるよりもかなり小さな値が得られた。ただしこの場合の等分布活荷重 q の値は降伏時で設計等分布活荷重 q_0 のおよそ4倍、極限で同じくおよそ10倍近いという実際にはあり得ないような値となっている。すなわちこのような等分布活荷重載荷によって水平変位 δ が大きくなり、この影響で付加モーメントが増大し、降伏鉛直力等が低下したものと思われる。数値計算に用いた主塔は許容応力度設計をしているのであるから水平変位 δ を一定として鉛直力 V を増したときは当然降伏鉛直力は設計鉛直力の1.7倍程度になるはずである。したがって主塔の極限耐荷力を求めてその安全性を議論するときはどのような荷重状態について極限耐荷力を求めるべきかを定める必要がある。たとえば $\alpha D + \beta L + T$ の荷重状態に対して破壊するかしないかをチェックするといういわゆる一種の荷重係数設計法も考えられる。ここに α および β はそれぞれ死荷重および活荷重に対する荷重係数である。

今回は考慮しなかったが部材の初期変形の影響は、有限変形理論を用いているので初期変形の値さえわかれば計算は可能であり、部材内の残留応力の影響も $M-\phi-P$ 曲線に対して考慮すれば計算に入れることができる。したがって今後主塔の極限耐荷力をとりあつかってゆく場合には、極限耐荷力を求めるときの荷重係数の値をいかにすべきかということが大きな問題であり、これは外力に対してばかりでなく変形量に対しても考慮すべきものである。また今回の数値計算では正方形箱形断面部材に対してW.F.Chenが提案した $M-\phi-P$ 曲線を便宜上用いたが、この曲線はかならずしも吊橋主塔の計算には適当といえないので、今後計算を行なう場合にはできるだけ実際の主塔断面に即応した曲線を用いることが大切である。

5. あとがき

今後さらに部材の降伏、残留応力、初期変形等が主塔の耐荷力に与える影響をくわしく調べていく場合にも、これまでの手順が応用できる。また、前節で述べたような荷重係数を定める場合には多くの載荷状態について試算を行なう必要があるが、これに対してもこの手順が応用できる。ただし、計算精度を上げるためには残留応力等の影響を考慮して実際の主塔断面の $M-\phi-P$ 曲線にできるだけ近い曲線を求めることが必要と思われる。

参考文献

- 1) 「吊橋基本構造に関する電子計算機プログラム」 本州四国連絡架橋調査、材料構造調査、調査資料第25、建設省土木研究所、昭和39年6月
- 2) 国広哲男、藤原稔、井刈治久「還元法による吊橋主塔の橋軸方向の計算」本州四国連絡架橋

調査, 材料構造調査, 調査資料 61, 土木研究所資料 第588号, 建設省土木研究所

- 3) W.F.Chen "Further Studies of Inelastic Beam-Column Problem "

Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.97, No. ST2, Proc. Paper
7922, February, 1971, pp.529-544

- 4) 国広哲男, 藤原稔, 井刈治久「吊橋主塔の弾性解析と設計上の問題点」土木技術資料14-4
土木研究会, 昭和47年4月

- 5) 国広哲男, 藤原稔, 井刈治久「吊橋主塔の極限耐荷力」土木技術資料14-5, 土木研究会,
昭和47年5月